



مؤسسة هندسة المستقبل
Future Engineering Group

تصميم المنشآت العالية لمقاومة الرياح والزلازل



إهداء

إلى
زملائنا في ميدان الهندسة الإنسانية

إلى
دروس المعارف الإنسانية

إلى
كل محاولة صادقة لمستقبل أفضل

إلى
كل عطاء مخلص من أجل غد مشرق

نهدي هذا الكتاب

مقدمة :

نزولاً على رغبة كثير من الزملاء المهندسين رأينا بعد عقدنا للدورات التصميم الإنشائي حيث قدمنا خلالها كثيراً من خبراتنا والمواد التدريبية الحيوية وأحدث ما وصلت إليه تلك العلوم الهندسية البالغة الدقة والعظيمة الأثر . واستجابة منا لذلك الاقتراح غير المسبوق بأن نفرد مصنفاً فريداً فى مضمونه ، يضم بين دفتيه خلاصة هذه الدورات ومتهى غاياتها ، لتكون نبزاساً يضىء الطريق أمام ملايين الزملاء من المهندسين ، لىؤدوا بشكل أفضل وليتمكنوا من رسم ملامح أعظم لذلك المستقبل الذى ينتظر الإنسانية

استجابة منا لكل هذه الدوافع الإنسانية السامية .. أفردنا هذا المصنف الذى لا نظير لسه ، لىسد ذلك العجز الذى تحسه المكتبة العربية ، والذى طالما كان يعاب عليها

ونحن إذ نقدم خلاصة خبراتنا ، إنما نرجو الله صادقين أن تتحقق الفائدة المرجوة منه ، وأن يعم بنفعه أمتنا الإسلامية فى كل ربوعها ، وأن يكون لبنة متواضعة فى بناء الثقافة العربية الغراء .

مجموعة هندسة المستقبل



الفصل الأول

الأحمال الرأسية

على المنشآت الخرسانية



مقدمة :

يتم فى هذا الفصل استعراض الأحمال الرأسية على المنشآت الخرسانية وذلك من خلال استعراض الجزء الخاص بالأحمال فى الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة الجديد (وهو كود مؤقت لموضوع الأحمال لحين صدور الكود المصرى للأحمال).

وتم استعراض جزء من الكود العربى السورى ١٩٩٢ الخاص بالأحمال الإضافية وذلك نظراً لأنه تعرض للتحقق عن طريق الأحمال المركزة وهى الفكرة الموجودة فى الكود البريطانى.

الاحمال حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩م :

١-١ تعريف الاحمال

الاحمال هى مجموعة القوى التى يُصمَّم المنشأ ليتحملها ويقصد بها :

أ - الاحمال المباشرة أى القوى التى يتعرض لها المنشأ عادة وهى :

١ - الاحمال الدائمة .

٢ - الاحمال الإضافية .

٣ - الاحمال الديناميكية .

٤ - أحمال الرياح .

٥ - أحمال الزلازل .

ب - الاحمال غير المباشرة وهى الاحمال التى قد يتعرض لها المنشأ كالقوى

الناجمة عن :

١ - الحرارة .

٢ - الانكماش .

٣ - الزحف .

٢-١ الأحمال الدائمة Dead Loads

١-٢-١ تعريف الأحمال الدائمة

الأحمال الدائمة هي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال على مختلف أنواعها سواءاً الأثقال الذاتية أو القوى الجانبية المؤثرة على المنشأ مثل ضغوط الأتربة على الحوائط الساندة ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط .. الخ .

١-٢-٢ قيم الأحمال الدائمة

تقدر قيم الأحمال الدائمة طبقاً لأوزانها الفعلية ويمكن الإسترشاد بالقيم الموضحة بالجدول (٢ - ١) .

٣-١ الأحمال الإضافية (الأحمال الحية) Live Loads

١-٣-١ تعريف الأحمال الإضافية

يُحدّد المهندس المسئول الذى يعين بادئ ذى بدء الأحمال الإضافية (الحية) على أن لا تقل عن القيم المذكورة فى الجدول رقم (١ - ١) الذى يعطى القيم الدنيا للأحمال التى تدخل فى الحساب بشكل أحمال موزعة بانتظام .
والأحمال الإضافية يمكن تعريفها كالتالى :

١ - الأثقال الإستاتيكية التى يمكن نقلها من مكان إلى آخر كأثاث البيوت

والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة .

٢ - أثقال الأشخاص مستعملى المنشأ ، شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار فى

تقدير هذه الأثقال ، العامل الديناميكي ، فى حالة وجوده ، كما يحدث فى صالات الإجتماعات مثلاً .

٣ - أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات

والأوناش والمعدات المستخدمة .

١-٣-٢ الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الخفيفة على الأسقف

فى حالة وجود حوائط داخلية فاصلة خفيفة على الأسقف المسلحة يمكن الإستعاضة عن حمل الحائط والمؤثر على خط طولى بحمل منتظم موزع على السقف ويتراوح هذا الحمل من ٧٥ كجم إلى ١٢٥ كجم على المتر المربع إذا كان وزن المتر المربع من الحائط والبياض يتراوح بين ١٠٠ إلى ١٥٠ كجم /م^٢.
(إذا كان الحمل الحى أكثر من ٥٠٠ كجم /م^٢ لا يضاف شىء إلى الحمل لمثل تلك الفواصل).

الحمل كجم / م ^٢	نوع المنشأ
	أ- أسطح نهائية
١٠٠	أفقية لا يوصل إليها (غير مستخدمة)
٥٠	مائلة (زاوية الميل أكثر من ٢٠) لا يوصل إليها (غير مستخدمة).
٢٠٠	أفقية أو مائلة يوصل إليها فى مباني سكنية .
٤٠٠	أفقية يوصل إليها فى مباني عامة
	ب- المباني السكنية
٢٠٠	غرف سكنية
٣٠٠	سلالم
٢٠٠	بلكونات
	ج- المباني الادارية
٣٠٠	غرف مكاتب
٤٠٠	سلالم
٤٠٠	بلكونات
١٠٠٠ - ٥٠٠	أرشفة (أوراق ومستلزمات تحت الحفظ)

جدول (١-١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

نوع المنشأة	الحمل كجم / م ^٢
د- المستشفيات	
غرف علاج المرضى	٣٠٠
سلاسم وطرقات	٤٠٠
بلكونات	٤٠٠
عنابر علاج المرضى	٤٠٠
غرف الجراحة	٣٠٠ - ٥٠٠
غرف الأشعة	٥٠٠ - ٨٠٠
هـ- المدارس	
فصول تعليمية	٣٠٠
سلاسم وطرقات	٤٠٠
معامل	٤٠٠
مكتبات	٥٠٠
صالات رياضية	٥٠٠
و- القاعات والصالات	
القاعات والصالات ذات المقاعد الثابتة	٥٠٠
القاعات والصالات ذات المقاعد غير الثابتة	٦٠٠
ز- محلات البيع بالقطاعي	
محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزنة والآلات)	٥٠٠ أو أكثر
	١٠٠٠ أو أكثر
ح- الفنادق	
غرف النوم	٢٠٠
غرف للخدمة العامة	٤٠٠
السلاسم والطرقات	٤٠٠
غرف الطعام والمطاعم	٤٠٠

تابع جدول (١ - ١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

نوع المنشأة	الحمل كجم / م
ط- المكتبات	
غرف الإطلاع	٤٠٠
غرف الحفظ للكتب	١٠٠٠
له- المسارح وصالات السينما	
الطرق والسلاسل	٥٠٠
غرف خلع الملابس	٣٠٠
الشرفات	٥٠٠
القاعة الرئيسية والهكونات (ذات المقاعد الثابتة)	٥٠٠
القاعة الرئيسية والهكونات (ذات المقاعد غير الثابتة)	٦٠٠
ل- الورش	
يجب حساب الأحمال طبقاً لإستخدام المبنى بالإضافة إلى التأثير الديناميكي لإهتزاز الماكينات الذي يجب أن يوضع في الإعتبار.	
م- الجراجات	
جراجات لعربات الركوب	
(ألا يزيد الإرتفاع عند المداخل عن ٢.٤ م)	٣٠٠
جراجات لعربات الركوب والعربات السياحية والأتوبيسات	٤٠٠
الممرات للجراجات المذكورة	٥٠٠

تابع جدول (١ - ١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

١- ٣- ٣ القوى الأفقية المؤثرة على حواجز الشرفات

يجب أن تتحمل حواجز الشرفات (درازين) في أعاليها قوى أفقية عرضية لاتقل عن ١٠٠ كجم / المتر الطولي ويجب أن لا يقل معامل الأمان ضد الإلتقلاب عن ١.٥.

١-٣-٤- تخفيض الاحمال الإضافية فى الأبنية متعددة الطوابق

١ - لا يُسمح بالتخفيض للمبانى المعدة للسكن أو الفنادق إذا كان عدد الطوابق لا يزيد على خمسة أو إذا كانت الطوابق مستعملة دكاكين أو أماكن تجارية أو مستودعات أو مخازن أو مشاغل أو مدارس أو أماكن عامة أخرى .

٢ - فى الأبنية المعدة للسكن ذات الطوابق (أكثر من ٥) وفى حالة تحميلها بأحمال إضافية متساوية على ألا يكون هناك شروط بفرض الأحمال الإضافية القصوى على جميع الطوابق فى نفس الوقت يراعى فى حساب الأحمال على نقط الارتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات الجدول التالى حيث تمثل (P) قيمة الحمل الإضافى (الحمل الحى) على السقف .

قيمة الحمل الاضافى

موقع السقف

P	السقف الأعلى أو السطح
P	السقف تحت السطح
0.9 P	السقف الثانى تحت السطح
0.8 P	السقف الثالث تحت السطح
0.7 P	السقف الرابع تحت السطح
0.6 P	السقف الخامس تحت السطح
0.5 P	السقف السادس تحت السطح

ويحتفظ بمعامل التخفيض (0.5 P) لكل من الطوابق الباقية .

١-٤ الاحمال الإضافية الديناميكية

يضاف إلى قيم القوى الأساسية تأثير الاحمال الإضافية الديناميكية وهى التى قد تسبب فى المنشأ نتيجة وجودها إرتجاجاً وتردداً أو إنعكاساً فى نوعية الإجهادات المؤثرة ويدخل تأثير هذه الاحمال فى الحساب بزيادتها بمعامل خاص يحسب على أساس نسبة قيمة تردد الحمل الديناميكي ومقدار التردد بالمنشأ وكذلك نسبة قيمة الاحمال الديناميكية المؤثرة إلى قيمة الاحمال الثابتة .

فى الحالات العادية مثل الجراجات والمخازن التى بها معدات متحركة أو كمرة ونش مع عدم وجود نصوص خاصة يؤخذ تأثير الاحمال الإضافية الديناميكية على أساس تقريبي للتأثير الإستاتيكي المكافئ وذلك بزيادة الحمل الإضافي الديناميكي (P) المؤثر على منشأ ما بمقدار $(\alpha \cdot P)$ حيث (α) تمثل معامل يساوى :

$$\alpha = [0.3 / (1+L)] + [0.4 / (1+(G/P))] \dots\dots\dots (1-1)$$

حيث يصبح الحمل الإستاتيكي المكافئ

$$P_e = P (1 + \alpha) \dots\dots\dots (1-2)$$

L = طول العنصر المعرض للحمل الإضافي الديناميكي ويقاس بالمتر

G = مجموع الاحمال الدائمة على العنصر.

P = مجموع الاحمال الإضافية على العنصر (احمال إضافية

متغيرة ديناميكية)

P_e = الحمل الإستاتيكي المكافئ للحمل الديناميكي الإضافي .

Material	كجم / م ^٣	المادة
I - Building Materials:		أولاً : مواد البناء :
Concrete		الخرسانة:
Plain concrete	٢٢٠٠	خرسانة عادية
Reinforced concrete	٢٥٠٠	خرسانة مسلحة
Light weight concrete	٢٠٠٠ - ١٠٠٠	خرسانة خفيفة
Aerated concrete	٩٠٠ - ٦٠٠	خرسانة مهواة
Heavy weight concrete	٥٥٠٠ - ٢٥٠٠	خرسانة ثقيلة
Bazalt concrete	٢٥٠٠ - ٢٣٠٠	خرسانة بركام البازلت
Blast Furnace slag concrete	١٩٠٠ - ١٦٠٠	خرسانة بركام الفرن العالي
Expanded clay gravel concrete	١٧٠٠ - ٧٠٠	خرسانة بركام الطين الممدد
Heat insulating gas concrete	٦٠٠ - ٣٠٠	خرسانة عازلة ذات فراغات
Cement		الأسمنت:
Cement (loose)	١٢٠٠ - ١١٠٠	أسمنت (سائب)
Cement Clinker	١٨٠٠ - ١٥٠٠	كلنكر الأسمنت
Aggregate		الركام
Gravel	١٧٠٠	زلط
Sand	١٥٠٠	رمل
Blast Furnace Slag		خبث الأفران العالية
Foamed aerated Slag	١٧٠٠	مورد بالهواء
Granulated	١٢٠٠	محبب
Leca aggregate	٩٠٠ - ٢٠٠	ركام الليكا (الطين الممدد)
Pumice stone	٦٥٠ - ٣٥٠	الحجر الخفاف
Exfoliated vermiculite	٢٠٠ - ٦٠	الفيرموكوليت المنقوش
Fly ash	١١٠٠ - ٦٠٠	الرماد المتطاير
Water	١٠٠٠	الماء

جدول (٢-١) أوزان المواد

Material	كجم / م ^٢	المسادة
Building Materials(cont.):		تابع مواد البناء
Concrete admixtures		إضافات الخرسانة:
Liquid or powder	١٢٠٠ - ١٠٠٠	(سائلة) أو مسحوق
Masonry stones		أحجار البناء
a. Igneous rocks		أ - صخور نارية
Granite	٢٨٠٠	جرانيت
Bazalt (diorite- Gabro)	٣٠٠٠	بازلت (ديوريت - جابرو)
Bazalt lava	٢٤٠٠	بازلت (بركاني)
Trechzte	٢٦٠٠	الشيست
b - Sedimentary rocks		ب - صخور رسوبية
Limestone	٢٧٠٠	الحجر الجيري
Dolomite	٢٨٠٠	الرخام
Sandstone	٢٧٠٠	الحجر الرملي
c .Transformed rocks		ج - صخور متحولة
Slate	٢٨٠٠	الإردواز
Gneiss	٣٠٠٠	الجنيس
Serpentine	٢٧٠٠	السيرنتين
Marble	٢٧٠٠	الرخام
Masonry bricks		طوب البناء
Red brick	١٨٠٠ - ١٦٠٠	طوب أحمر
Sand lime brick		طوب جيرى رملى
Solid	١٨٥٠	مصمت
Hollow	١٤٠٠	مفرغ
Light weight	٨٠٠ - ٧٠٠	خفيف الوزن
Refractory brick for general purposes		طوب حرارى للأغراض المختلفة
Fire clay	١٨٥٠	طين حرارى

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م ^٢	المادة
Building Materials(cont.):		تابع مواد البناء
Silica	١٨٠٠	سليكا
Magnisite	٢٨٠٠	منجنيزيت
Chrome - Magnisite	٣٠٠٠	كروم - منجنيزيت
Chorundoum	٢٦٠٠	كورنديم
Acid resistant bricks	١٩٠٠	طوب مقاوم للأحماض
Glass bricks	٨٧٠	طوب زجاجي
Masonry blocks		بلوكات البناء
Concrete blocks	١٩٠٠ - ١٤٠٠	بلوكات خرسانية
Hollow concrete blocks	١١٥٠	بلوكات خرسانية مفرغة
Leca concrete blocks	٨٠٠ - ٦٠٠	بلوكات خرسانية وكام الليكا
Gypsum blocks	٩٥٠	بلوكات جبسية
Lime		الجبس
Limestone powder	١٣٠٠	مسحوق الجبس الجيري
Calced in lumps	١٣٠٠ - ٨٥٠	كتل الجبس المكلسة
Calced	١٣٠٠ - ٦٠٠	كتل الجبس المطحونة
Calced Slaked	١١٠	الجبس المكلس المطفى
Gypsum	١٠٠٠ - ٨٠٠	الجبس
Mortar		المونة
Cement mortar	٢١٠٠	مونة الاسمنت
Lime mortar	١٨٠٠	مونة الجبس
Lime cement mortar	١٨٠٠ - ٧٥٠	مونة الاسمنت والجبس
Gypsum mortar	١٨٠٠ - ١٤٠٠	مونة الجبس
Bitumen mortar with sand	١٧٠٠	مونة البيتومين بالرمل
Wood & a substitutes		الخشب ومنتجاته
(Airdried-about 15% humid-ity)		(مجفف بالهواء - رطوبة ١٥٪)

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م ^٢	المسادة
Building Materials(cont.):		تابع مواد البناء
a - Hard Wood		أ. خشب صلب
Beech	٦٨٠	زان
Ouk	٦٩٠	قرو
b - Soft wood		ب. خشب طرى
Pitch pine	٥٧٠	بيتش باين
White wood	٤٠٠	خشب أبيض
c - Fiber board		جـ - ألواح من ألياف خشبية
Hard	١١٠٠ - ٩٠٠	صلدة
Medium - hard	٨٥٠ - ٦٠٠	متوسطة الصلادة
Porous insulating	٤٠٠ - ٢٥٠	عازل ذو فراغات
Ply wood	٨٥٠ - ٧٥٠	خشب أهلكاش مضغوط
Core board	٦٥٠ - ٤٥٠	ألواح ذات قلب خشبي
Other building materials		مواد بناء أخرى
Asbestos	٨٠٠	أسبتوس
Asbestos boards	١٦٠٠	ألواح الأسبتوس الأسمنتى
Corrugated barre		المتعوجة
Asbestos cement pipe	١٨٠٠	ماسورة أسبتوس أسمنتى
Celton	١٢٠	سيلتون
Dry earth	١٧٠٠	ترية جافة
Wet earth	٢٠٠٠	ترية مبللة
Rubber floor	١٨٠٠	أرضية مطاط
Asphalt, pure	٣٢٠٠	أسفلت
Bitumen	١٤٠٠ - ١٠٠٠	بيتومين
Tar	١٤٠٠ - ١١٠٠	قار

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م ^٢	المسادة
Building Materials(cont.):		تابع مواد البناء
Cement tile	٢٤٠٠	بلاط أسمنتي
Mosaic tile	٢٢٠٠	بلاط موزايكو
Epoxy resin		راتنج إيبوكسي
Without fills	١١٥٠	بدون مواد مالئة
With mineral materials	٢٠٠٠	بمواد فلزية
With fiberglass	١٨٠٠	مع الفايبر جلاس
Plastic tile	١١٠٠	بلاط بلاستيك
Polyester resin	١٣٥٠	راتنج بوليستر
Poly etherene	٩٣٠	بوليثيرين
P.V.C. hard board	١٤٠٠	ألواح ب. ف. س. الصلدة
P.V.C. Flooring board	١٦٠٠	ألواح ب. ف. س. للأرضيات
P.V.C. Flooring tile	١٧٠٠	بلاط ب. ف. س. للأرضيات
Fiber Glass	١٨٠ - ١٦٠	فايبر جلاس
Glass wool	١١٠ - ١٠٠	صوف زجاجي
Slag wool	٣٠٠ - ٢٠٠	صوف حشبي
Cork	٦٠	فلين
Plaster	١٥٠٠ - ١١٠٠	مصيص
Glass in sheets	٢٥٠٠	ألواح زجاج
Wired glass	٢٦٠٠	زجاج بالسلك
Acrylic glass	١٢٠٠	زجاج أكرليك
Linen baled	٦٠٠	بالات الكتان
Leather in piles	١٠٠٠ - ٩٠٠	أكوام الجلد
Paper		الورق
In stocks	١٢٠٠	في أكوام
In rolls	١١٠٠	في لفات
Rubber		المطاط

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م	المادة
Building Materials(cont.):		تابع مواد البناء
Rolled flooring material	١٢٠٠	ملفوفة لواء الأرضيات
Raw , baled	١١٠٠	خام فى بالات
Wool		الصوف
Bales	٧٠٠	فى بالات
Pressed baled	١٣٠٠	مضغوط فى بالات
II - Metallic Materials		ثانياً: المواد المعدنية:
Steel	٧٨٥٠	صلب
Wrought iron	٧٨٥٠	حديد مطاوع
Cast iron	٧٢٥٠	حديد زهر
Iron ore	٣٠٠٠	حديد خام
Aluminium	٢٧٠٠	ألومنيوم
Aluminium Alloy	٢٨٠٠	سلك ألومنيوم
Lead	١٢٠٠٠ - ١١٤٠٠	رصاص
White lead (powder)	٩٠٠٠	رصاص أبيض (مسحوق)
Red lead (powder)	٨٠٠٠	رصاص أحمر (مسحوق)
Copper	٨٩٠٠ - ٨٧٠٠	نحاس
Brass	٨٥٠٠ - ٨٣٠٠	نحاس أصفر
Bronze	٨٥٠٠ - ٨٤٠٠	برونز
Nickel	٨٩٠٠	نيكل
Zinc	٦٩٠٠	زنك مصبوب
Zinc rolled	٧٢٠٠	زنك مدلفن
Tin rolled	٧٤٠٠ - ٧٢٠٠	صفيح مدلفن
Magnesium	١٨٥٠	مغنسيوم
Antimony	٦٦٢٠	انتيمون
Barium	٣٥٠٠	باريوم
Cadmium	٨٦٥٠	كادميوم

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م	المادة
<u>Metallic Materials (cont.):</u>		تابع المواد المعدنية
Cobalt	٨٧.٠٠	كوبالت
Gold	١٩٣.٠٠	ذهب
Silver	١.٥٠٠	فضة
Manganese	٧٢.٠٠	منجنيز
Molybdenum	١.٢٠٠	موليبدينم
Platinum	٢١٣.٠٠	بلاتين
Titanium	٤٥.٠٠	تيتانيوم
Tungston	١٩.٠٠	تنجستين
Uranium	١٨٧.٠٠	يورانيوم
Vanadium	٥٦.٠٠	فاناديوم
Zirconium	٦٥٣.٠٠	زركونيوم
<u>III - Fuels:</u>		تالفاً: الوقود:
1 - Mineral coal	١٢.٠٠ - ٩.٠٠	١ - الفحم الفلزي
Coke	٦٥.٠٠ - ٤٥.٠٠	فحم الكوك
Charcoal	٢٥.٠٠	فحم نباتي
Cool dust	٧.٠٠	تراب الفحم
2 - Oiles		٢ - الزيوت
Diesel oil	١٠.٠٠ - ٨.٠٠	زيت الديزل
Crude oil	٩٨.٠٠	زيت خام
Petrol (gasoline)	٨٠.٠٠ - ٧٥.٠٠	جازولين
Petroleum	٨٠.٠٠	بنترول
Liquid gas		غازات سائلة
Propane	٥٠.٠٠	بروبين
Butane	٥٨.٠٠	بيوتين
3- Wood	٦٠.٠٠ - ٤٠.٠٠	٣ - الخشب
Hard wood shipped	٦٠.٠٠ - ٤٠.٠٠	خشب صلد قطع

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م	المسادة
<u>Fuels (cont.):</u>		تابع الوقود:
Hard wood logs	٥٠٠	خشب صلد كتل
Soft wood chopped	٢٥٠	خشب قطع
Soft wood logs	٣٠٠	خشب كتل
Fire wood	٤٠٠	خشب الحريق
<u>IV - Liquids</u>		رابعاً: السوائل:
Glycerine	١٢٥٠	جليسرين
Oil paint, canned or boxed	١١٠	طلاء الزيت معلبة أو صناديق
Milk		اللبن
In tanks	٩٥٠ - ١٠٠٠	في خزانات
In cans	٨٥٠	في علب
Bottled in crates	٧٠٠	في زجاجات
Honey		العسل
In tanks	١٣٠٠	في خزانات
In cans	١٠٠٠	في علب
Bottled	٦٠٠	في زجاجات
Nitric acid	١٥٠٠	حامض النتريك (٩١٪ بالوزن)
Hydrochloric acid	١٢٠٠	حامض الهيدروكلوريك (٤٠٪ بالوزن)
Sulphuric acid	١٤٠٠	حامض الكبريتيك (٣٠٪ بالوزن)
<u>V - Foodstuffs and agricultural Products</u>		خامساً: مواد غذائية ومنتجات زراعية
Butter		الزبدة
In barrels	٥٥٠	في برميلات
Canned or boxed	٨٠٠ - ٥٠٠	في علب أو صناديق

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / ٢٥	المستخدمة
Foodstuffs and agriculture (cont.):		تابع: مواد غذائية ومنتجاتها:
Sugar powdered granulated		سكر مسحوق
In paper logs	٦٠٠	في غلاف ورق
In gunny sacks	٨٠٠	في عبوات كبيرة
Hump sugar in paper sacks	٦٠٠	سكر كتل في غلاف ورق
Boxed	٧٠٠	في صناديق
Tea in chests	٤٠٠	شاي باكوات
Al Cohol	٨٠٠	كحول
Beer in tanks	١٠٠٠	بيرة في خزانات
Beer in barrel	٩٠٠	بيرة في برميلات
Cocoa in bags	٥٥٠	كاكاو في عبوات
Eggs in egg stands	٥٥٠	بيض في أوراق حاملة
Fat boxed	٨٠٠	دهون في صناديق
Fish in barrels	٦٠٠	سمك في براميل
Fish canned	٨٠٠	سمك معلب
Fruit in boxes	٤٠٠ - ٣٥٠	فاكهة في الصناديق
Fruit stored in prisms	٧٠٠ - ٥٠٠	فاكهة مخزنة قطع
Hay baled	٢٠٠ - ١٥٠	تبن محزم بالالت
Maize corn	٤٥٠	أذرة
Margarine in barrels	٥٥٠	زبدة صناعي براميل
Margarine in boxes	٧٠٠	زبدة صناعي في صناديق
Meat refrigerated	٧٠٠ - ٤٠٠	لحم مجمدة
Onions in bags	٥٥٠	بصل في عبوات
Pickled bottled in sacs	٧٠٠	مخللات في عبوات
Drinks bottled	٨٠٠	مشروبات في زجاجات داخل صناديق

تابع جدول (٢-١) أوزان المواد

Material	كجم / م ^٢	المادة
Foodstuffs and agriculture (cont.):		تابع: مواد غذائية ومنتجاتها:
Rice	٥٠٠	أرز شعير (غير مقشر)
Rice in bags	٥٦٠	أرز في عبوات
Salt in pils	١٠٠٠	ملح في أكوام
Salt in bags	١١٢٠	ملح في عبوات
Starch flour in bags	٨٠٠	نشا في عبوات
Straw baled	١٧٠	قش محزم في بالات
Tobacco baled	٥٠٠ - ٣٠٠	تبغ في بالات
Wheat	٩٠٠ - ٨٠٠	قمح
Wine in tanks	١٠٠٠	نبيذ في خزانات
Wine in barrels	٨٥٠	نبيذ في براميل
Coffee in bags	٧٠٠	بن في عبوات
Flour in sacks	٥٠٠	دقيق في عبوات
Soap powder in sacks	٦١٠	صابون بودرة في عبوات
VI - Other Materials		ساسة: مواد أخرى:
Books and documents	١١٠٠ - ١٠٠٠	كتب وسجلات في أكوام
Ice in blocks	٩٠٠ - ٨٥٠	ثلج على هيئة بلوكات
Textile in bolts	١١٠٠	نسيج - أثواب
Cellulose baled	٨٠٠	سليلوز بالات
Cloth , baled	٤٠٠	بالات الأقمشة
Cotton baled	١٣٠٠ - ٧٠٠	بالات القطن
Felt baled	٥٠٠	بالات اللباد
Hemp baled	٤٠٠	بالات القنب
Jute baled	٧٠٠	بالات الجوت

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

٢- الكود العربى السورى ١٩٩٢ م:

٢-١ الاحمال الإضافية:

٢-١-١ تعريف الاحمال الإضافية:

إن المهندس المسؤول عن المشروع هو الذى يعين بادىء ذى بدء ، الأحمال الإضافية ، وفى حال عدم تعيينها يمكن أخذها من كودات الأبنية الخاصة ، وفى حال عدم وجود هذه الأخيرة يمكن أخذها من الجدول (١ - ٣) الذى يعطى أحمال الإستعمال الدنيا .

تقسم الأحمال الإضافية إلى نوعين رئيسيين :

- الأحمال الإضافية غير الديناميكية .

- الأحمال الإضافية الديناميكية

٢-١-٢ الاحمال الإضافية غير الديناميكية

* تعرف الأحمال الإضافية غير الديناميكية بما يلى :

١ - الأثقال الإستاتيكية التى تنقل من مكانها من وقت الى آخر كأثاث

البيوت والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة .

٢ - أثقال الأشخاص مستعملى المنشأ ، شرط أن يؤخذ بالحسبان فى تقدير

هذه الأثقال، العامل الديناميكي ، فى حال وجوده ، كما يحدث فى

صالات الإجتماعات مثلاً .

تدخل هذه الأحمال فى الحساب بشكل أحمال موزعة بانتظام على المنشأ

ويحقق أيضاً على حمل مركز، وتؤخذ قيم هذه الأحمال الموزعة والمركزة وفقاً

لما يلى:

* تقييم الأحمال الإضافية غير الديناميكية:

فى الأبنية العادية ، كأبنية السكن والمدارس والأبنية التجارية ... إلخ

عند عدم وجود كودات بناء أو نصوص خاصة يمكن اعتماد القيم السواردة

في الجدول (١ - ٣).

الغرض من استعمال البناء	شدة الحمل الموزع KN/m ²	الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم (١) KN
السطوح	غير مستعملة (لا يمكن الوصول إليها إلا للصيانة)	
	- أفقية أو مائلة حتى 10°	1.0
	- مائلة أكثر من 10°	0.5
	مستعملة (يمكن الوصول إليها)	مثل الطابق المتكرر ولا تقل عن 2.0
الشرقات	أبنية خاصة	4.0
	أبنية عامة	5.0
أبنية سكنية	غرف	1.4
	مرات وأدراج	1.8
فنادق	غرف نوم	1.8
	مرات وأدراج	4.5
مدارس	غرف صفوف وإدارة	2.7
	مرات وأدراج	4.5
مخازن	غرف نوم	1.8
	مرات وأدراج	4.5
	غرف عمليات	4.5
	محاسب ^(٢) ولا تقل عن 3.0	

جدول (١ - ٣)

الغرض من استعمال البناء	شدة الحمل الموزع KN/m ²	الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم (¹) KN
مكاتب	غرف	أبنية عامة 2.7
		أبنية خاصة 2.7
	أضابير	
	غرفة حاسوب	
	مرات وأدراج	أبنية عامة 4.5
		أبنية خاصة 4.5
مكتبات	غرفة مطالعة بدون تخزين كتب 4.5	
	غرفة مطالعة مع تخزين كتب 4.5	
صالات قاعات وعروضات	مقاعد ثابتة 5.0	
	مقاعد متحركة 3.6	
	رقص وجمباز 3.0	
	غرف إسقاط 6.0	
	منصة مسرح 3.6	
	متاحف وقاعات فن وعرض 5.0	
مخازن ومستودعات	مخازن سلع (عرض وبهم) 3.6	
	مخازن كتب 4.5	
	مخازن ورق وقرطاسية للمطابع 4.5	
	برادات خزن 5.0	
	مستودعات مصانع وأبنية مشابهة 5.0 - 10.0 حسب المواد والالات	

تابع جدول (١ - ٣)

الغرض من استعمال البناء	شدة الحمل الموزع KN/m ²	الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم (١) KN
أماكن	5.0	4.5
تجميع	5.0	4.5
عامة	5.0	4.5
ورش تصليح	ت حسب ولا تقل عن 6.0	
ورشات ومرائب	6.0	9.0
سيارات	ت حسب ولا تقل عن 6.0	ت حسب ولا تقل عن 9.0
استعمالات مختلفة	2.0	مرافق صحية
	ت حسب ولا تقل عن 3.0	مطابخ ، مخبرات
	ت حسب ولا تقل عن 3.0	مصايغ ، غرف غسيل
	7.5	غرف سخانات ومضخات ومراجل
	4.0	ت حسب
	ت حسب ولا تقل عن 10.0	ت حسب

(١) عندما يتوقع أن الحمل المركز قد يولد إجهادات أو إنفعالات موضعية يزيد تأثيرها عن تأثير الحمل الموزع بانتظام يتوجب التحقق من تأثير هذا الحمل المركز وذلك بتطبيقه فى الموضع الأكثر خطورة للمنشأ .

(٢) يقصد بكلمة « تحسب » أن القيم يجب أن تقرر من واقع الأحوال الفعلية المتوقع تطبيقها على المنشأ بناء على الإستخدام المخطط له .

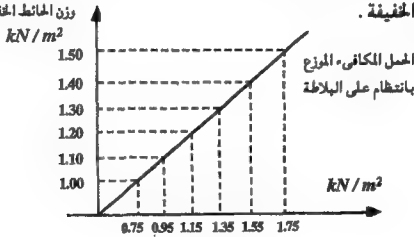
تابع جدول (١ - ٣)

٢-١-٣ الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الخفيفة على الأسقف المسلحة :

تُعدّ الحوائط الفاصلة الداخلية الموجودة على الأسقف المسلحة خفيفة إذا كانت أوزانها لا تزيد عن 1.5 kN لكل متر مربع من مساحات الحوائط ، ويمكن الإستعاضة عن حمل الحائط الخفيف المركز على خط طولى بحمل مكافئ موزع بانتظام على مساحة السقف المسلح الموجود عليها طبقاً لما هو مبين فى الشكل .

إذا كان الحمل الحى أكبر من 6 kN/m^2 لا يضاف شىء إلى الحمل الحى لقاء الحوائط الخفيفة .

وزن الحائط الخفيف مع الطينة



شكل (١-١)

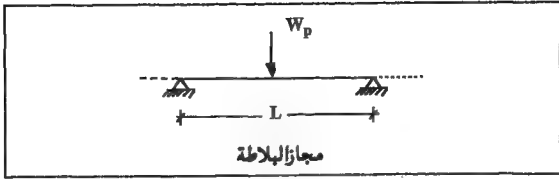
٢-١-٤ الحمل الإضافي للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة :

تُعدّ الحوائط الفاصلة الداخلية الموجودة على الأسقف المسلحة ثقيلة إذا كانت أوزانها تزيد عن (1.5 kN) لكل متر مربع من مساحات الحوائط .

يمكن الاستعاضة عن حمل الحائط الثقيل المركز على خط طولى بحمل مكافئ موزع بانتظام على مساحة السقف المسلح المتواجد عليها كالتالى :

٢-١-٤-١ البلاطات المصممة باتجاه واحد :

أ - الجدار يتوضع بصورة متعامدة مع اتجاه عمل البلاطة ، كما هو مبين فى الشكل (١ - ٢) ويميز الحالات التالية :



الشكل (١ - ٢)

- البلاطة بسيطة الإستناد $W_e = 2 \frac{W_p}{L}$
 - البلاطة مستمرة من طرف وبسيطة الإستناد من طرف آخر .

$$W_e = 1.75 \frac{W_p}{L}$$

- البلاطة مستمرة من الطرفين

$$W_e = 1.50 \frac{W_p}{L}$$

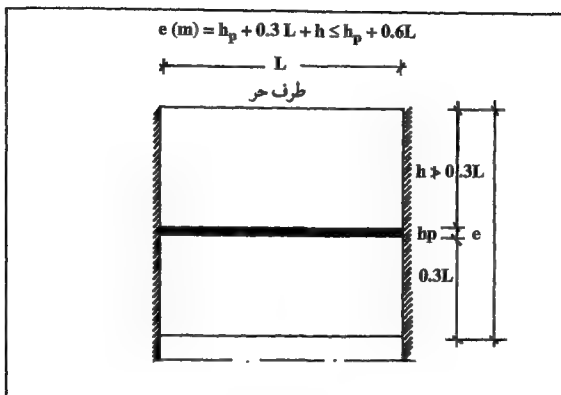
حيث : W_p = وزن الجدار على كامل الإرتفاع وبضمنه وزن الطينة مقدراً بال (kN/m) .

L = المجاز الحسابي للبلاطة مقدراً بال m .

W_e = الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة مقدراً بال (kN/m) .

ب - يتوضع الجدار بصورة موازية لإتجاه عمل البلاطة حيث يكون طرف البلاطة القريب الموازي للجدار حرّاً (الشكل (١ - ٣) أو مستنداً على جدار أو جائر ساقط يبعد أكثر من $0.3L$ عن موقع الجدار .

يحسب العرض الفعّال e الواجب أخذه بالحسبان لحساب الحمل الإضافي على الشكل التالي :



الشكل (١-٣)

حيث: h_p = سماكة الجدار مقدرة بالمتر .

ويحدد الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة مقدراً بالـ kN/m^2 على الشكل التالي:

$$We = \frac{W_p}{e}$$

٢-١-١-٢ البلاطات المصبطة الكابولية (الظفرية):

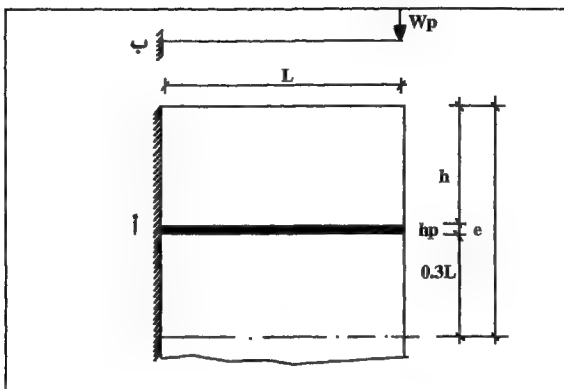
أ - عندما يتوضع الجدار بشكل حمل موزع بانتظام خطياً باتجاه مجاز

الظفر (الكابولي) للبلاطة الظفرية كما هو مبين في الشكل (١ - ٤

- أ) يحدد الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الثقيلة على الأسقف

المسلحة مقدراً بالـ (kN/m^2) على الشكل التالي : $We = \frac{W_p}{e}$.

حيث : $e (m) = h + 0.3 L \leq 0.6 L$



الشكل (١-٤)

ب - أما عندما يكون الجدار مركزاً بشكل حمولة مركزة متعامدة مع مجاز الظفر فيؤخذ تأثيرها بصفتها حمولة مركزة (الشكل (١-٤-ب)).

٢-١-٤-٣ البلاطات المصمتة باتجاهين:

يؤخذ وزن جميع الجدران المتوضعة على البلاطة ويضمنها أوزان الأحمال الميتة المطبقة أو المعلقة على هذه الجدران وتضرب بمعامل تكبير مقداره 1.5 ، ثم يحدد الحمل الإضافي المكافئ الموزع بانتظام بتقسيم الناتج على مساحة البلاطة بين خطوط الاستناد .

٢-١-٤-٤ البلاطات المفرغة :

يحدد الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة على شكل بلاطات مفرغة (هوردي) باتجاه واحد تماماً كما هو مبين في الفقرتين ٢ - ١ و ١ - ٢ من هذا البند بشرط تحقيق ما يلي :

- لا يزيد العرض الفعال والمحسوب وفق إحدى العلاقتين :

$$e(m) = h_p + 0.3 L + h \leq h_p + 0.6 L$$

$$e(m) = h + 0.3 L + \leq 0.6 L$$

عن ثلاثة أمتار .

- يتوجب لحظ عصب تقوية (ربط) لأعصاب البلاطة المفرغة على مسافات

لا تزيد عن 2.5m .

أما في حالة البلاطات المفرغة باتجاهين فيحدد الحمل الإضافي المكافئ كما

سبق لحالة البلاطات المصمتة في البند ٢ - ١ - ٤ - ٣ .

٢-١-٥ القوى الأفقية المؤثرة على حواجز الشرفات :

إن حواجز حماية الشرفات (درايزين) يجب أن تتحمل في أعاليها قوى أفقية

عرضية تساوى 1 kN/m ويجب ألا يقل معامل الأمان ضد الانقلاب عن 1.5 .

٢-١-٦ الأحمال الإضافية الديناميكية :

إن الأحمال الإضافية الديناميكية هي التي تخلق في المنشأ قوى أخرى

تضاف إلى قيم القوى الأساسية وتكون نتيجة التركيز الديناميكي والإرتجاج

الحاصلين على المنشأ من تحركات الأحمال الديناميكية ، وتدخل هذه الأحمال في

الحساب بضربها بمعامل خاص يحسب على أساس نسبة قيمة تردد الحمل

الديناميكي وقيمة تردد المنشأ ، كما تدخل فيه نسبة قيمة الأحمال الديناميكية

إلى قيمة الأحمال الثابتة .

في الحالات العادية ، وعند عدم وجود نصوص خاصة ، يمكن اعتماد قاعدة

تقريبية بزيادة الحمل الإضافي الديناميكي المركز (p_d) على عنصر منشأ ما

بمقدار (αP_d) .

حيث : (α) تمثل معامل يساوى

$$\alpha = \frac{0.4}{1 + \frac{L}{5}} + \frac{0.6}{1 + \frac{G}{P}}$$

حيث : (L) تمثل طول عنصر المنشأ الذي يحمل الحمل الإضافي الديناميكي ،
تؤخذ (L) بالمتر .

(G) تمثل كامل الأحمال الدائمة على العنصر .

(P) تمثل كامل الأحمال الإضافية على العنصر (أحمال إضافية
مميزة ديناميكية) .

٣- ١ تحليل الهياكل الإطارية الخاضعة للأحمال الرأسية :

يجب إلقاء الضوء على بعض الطرق التقريبية لتحليل الإطارات الخاضعة
لأحمال رأسية ، لكونها الحالة السائدة دائماً في جميع المنشآت .

- نوجز فيما يلي الطرق الثلاثة التالية، لحساب العزوم في الإطارات بصورة
تقريبية . وهي حالة التحميل الرئيسية في الإطارات التابعة للمنشآت .

الطريقة الأولى :

- وهي طريقة كاكو المدرجة في الكود الفرنسي (CCBA) والتي تصلح
للإستخدام في هياكل الإطارات من الخرسانة المسلحة ، التي لا تتعرض إلى أحمال
متحركة (كالمجسور) مع الإفتراض بأن العناصر الأفقية والرأسية مترابطة في عقد
ومثبتة الاتصال (Fixed Connections).

* الرموز والمصطلحات :

L_1 = الطول الصافي للكمر (العنصر الأفقي) على يسار العقدة المدروسة .

L_2 = الطول الصافي للكمر (العنصر الأفقي) على يمين العقدة المدروسة .

$L_1^* = 0.8L_1$ (L1) الطول الحسابي للعنصر الأفقي

$L_2^* = 0.8L_2$ (L2) الطول الحسابي للعنصر الأفقي

h_1 = الارتفاع الصافى للعمود (العنصر الرأسى) فوق العقدة المدروسة .

h_2 = الارتفاع الصافى للعمود (العنصر الرأسى) تحت العقدة المدروسة .

$h_1' = 0.8 h_1$ الارتفاع الحسابى للعمود (العنصر الرأسى) .

$h_2' = 0.8 h_2$ الارتفاع الحسابى للعمود (العنصر الرأسى) .

عدا العقدة التابعة للدور الأخير ، والتى يعتبر فيها $(h_2' = 0.9 h_2)$

q_1 = الحمل الموزع بانتظام على يسار العقدة (على الكمرة L_1) .

q_2 = الحمل الموزع بانتظام على يمين العقدة (على الكمرة L_2)

Q_1 = الحمل المركز على الكمرة L_1 وعلى بعد (a_1) من العقدة .

Q_2 = الحمل المركز على الكمرة L_2 وعلى بعد (a_2) من العقدة .

C_1 = معامل الحمل المركز Q_1 يؤخذ من الجدول (١ - ٤) بدلالة النسبة $\frac{a_1}{L_1}$

C_2 = معامل الحمل المركز Q_2 ويؤخذ من الجدول (١ - ٤) بدلالة النسبة $\frac{a_2}{L_2}$

I_1 = عزم قصور الكمرة (L_1) .

I_2 = عزم قصور الكمرة (L_2) .

Γ_1 = عزم قصور العمود (h_1) .

Γ_2 = عزم قصور العمود (h_2) .

K_1 = الصلابة النسبية الحسابية للكمرة (L_1) .

K_2 = الصلابة النسبية الحسابية للكمرة (L_2) .

K_1 = الصلابة النسبية الحسابية للعمود (h_1) .

$K_2 =$ الصلابة النسبية للعمود (h_2).

$$k_1 = \frac{I_1}{L_1}, K_2 = \frac{I_2}{L_2}, K_1 = \frac{\Gamma_1}{h_1}, K_2 = \frac{\Gamma_2}{h_2}$$

$K =$ مجموع الصلابة النسبية الحسابية :

$$K = K_1 + K_2 + K_1 + K_2$$

$M_1 =$ العزم المساعد على يسار العقدة المدروسة .

$M_2 =$ العزم المساعد على يمين العقدة المدروسة .

$$M_1 = \frac{1}{8.5} (q_1 \cdot L_1^2) + L_1 \sum Q_1 \cdot C_1$$

$$M_2 = \frac{1}{8.5} (q_2 \cdot L_2^2) + L_2 \sum Q_2 \cdot C_2$$

- تعطى العزوم الحرجة بالقيم المطلقة حول العقدة المدروسة كما يلي :

$M_1 =$ العزم الحرج على يسار الوجه الداخلى للعقدة:

$$|M_1| = M_1 \left(1 - \frac{K_1}{K} \right) + M_2 \cdot \frac{K_1}{K}$$

$M_2 =$ العزم الحرج على يمين الوجه الداخلى للعقدة:

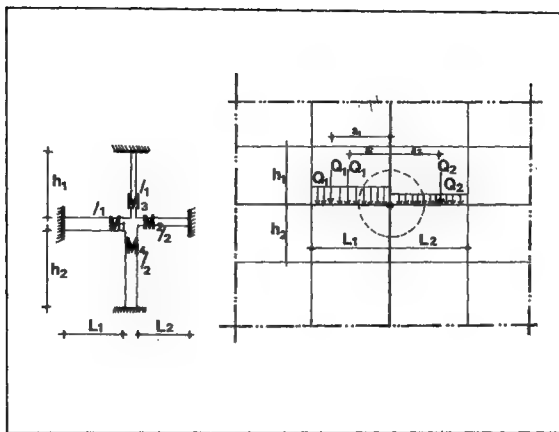
$$|M_2| = M_2 \left(1 - \frac{K_2}{K} \right) + M_1 \cdot \frac{K_2}{K}$$

$M_3 =$ العزم الحرج فى أعلى الوجه الداخلى للعقدة:

$$|M_3| = \frac{K_1}{K} (M_2 - M_1)$$

$M_4 =$ العزم الحرج فى أسفل الوجه الداخلى للعقدة :

$$|M_4| = \frac{K_2}{K} (M_2 - M_1)$$



الشكل (١-٥)

a/L`	C	a/L`	C	a/L`	C	a/L`	C
0.010	0.0086	0.268	0.1591	0.475	0.1791	0.734	0.1155
0.020	0.0172	0.271	0.1600	0.485	0.1781	0.744	0.1121
0.030	0.0259	0.281	0.1624	0.495	0.1772	0.754	0.1086
0.040	0.0345	0.291	0.1649	0.505	0.1762	0.764	0.1052
0.050	0.0431	0.301	0.1673	0.515	0.1753	0.774	0.1017
0.058	0.500	0.311	0.1698	0.518	0.1750	0.779	0.1000
0.068	0.0568	0.312	0.1700	0.528	0.1731	0.789	0.0957
0.078	0.0635	0.322	0.1725	0.538	0.1713	0.799	0.0914
0.088	0.0703	0.332	0.1750	0.545	0.1700	0.809	0.0871
0.098	0.0770	0.332	0.1750	0.555	0.1680	0.819	0.0828
0.108	0.0838	0.342	0.1764	0.565	0.1660	0.829	0.0784
0.118	0.0905	0.352	0.1778	0.575	0.1640	0.839	0.0741
0.128	0.0973	0.362	0.1792	0.585	0.1620	0.849	0.0698
0.132	0.1000	0.368	0.1800	0.595	0.1600	0.859	0.0655
0.142	0.1047	0.378	0.1802	0.595	0.1600	0.869	0.0612
0.152	0.1094	0.388	0.1804	0.605	0.1574	0.879	0.0569
0.162	0.1142	0.398	0.1805	0.615	0.1549	0.889	0.0526
0.172	0.1189	0.408	0.1807	0.625	0.1523	0.895	0.0500
0.182	0.1236	0.418	0.1809	0.634	0.1500	0.905	0.0452
0.192	0.1283	0.423	0.1810	0.644	0.1466	0.915	0.0405
0.202	0.1330	0.433	0.1808	0.654	0.1431	0.925	0.0357
0.212	0.1377	0.443	0.1805	0.664	0.1397	0.935	0.0310
0.222	0.1425	0.453	0.1803	0.674	0.1362	0.945	0.0262
0.232	0.1472	0.463	0.1800	0.684	0.1328	0.955	0.0214
0.238	0.1500	0.465	0.1800	0.694	0.1293	0.965	0.0167
0.248	0.1530			0.704	0.1259	0.975	0.0119
0.258	0.1561			0.714	0.1224	0.985	0.0071
				0.724	0.1190	0.995	0.0024

المجدول (١ - ٤)

* إشارات العزوم :

يمكن اعتبار إشارات العزوم الحرجة IMI كما يلي :

(M_2, M_1) سالبة في العناصر الأفقية (L_2, L_1)

(M_4, M_3) : الوجه المعرض للشد في أعلى العقدة، هو من الجهة التي تقابل

أكبر قيمة مطلقة من (M_1, M_2) . وعكس ذلك في أسفل العقدة.

* حالة خاصة - إطار وحيد الفتحة :

$L =$ الطول الصافي للكمرة. ويعتبر المجاز الحسابي في هذه الحالة $(L' = L)$.

$q =$ الحمل الموزع على العنصر الأفقي (الكمرة) .

$Q =$ الحمل المركز على بعد (a) من العقدة المدروسة ، ومعامل هذه القوة .

$$C = \frac{Q}{L}$$

$I_1 =$ عزم قصور الكمرة (ويعتبر ثابتاً على طولها).

$\Gamma_1 =$ عزم قصور العمود فوق العقدة المدروسة .

$\Gamma_2 =$ عزم قصور العمود تحت العقدة المدروسة .

$$K_1 = \frac{I_2}{L}, K_1 = \frac{\Gamma_1}{h_1}, K_2 = \frac{\Gamma_2}{h_2}$$

وتصبح العلاقات السابقة كما يلي مع اعتبار أن العزم المساعد

$$(M' = \frac{qL^2}{8.5} + L \sum Q.C)$$

$M_1 =$ العزم عند الوجه الداخلي للركيزة المدروسة :

$$M_1 = M' \cdot \frac{K_1 + K_2}{K_1 + 1.56 (K_1 + K_2)}$$

$M_3 =$ العزم عند الوجه السفلى للكمرة فى العمود السفلى :

$$M_3 = M^* \cdot \frac{K_1}{K + 1.56 (K_1 + K_2)}$$

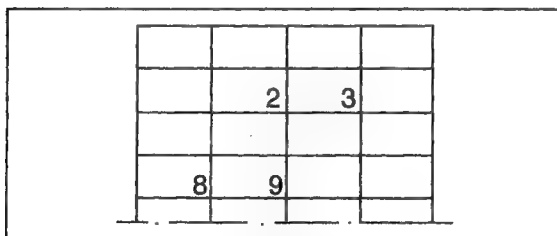
$M_4 =$ العزم عند الوجه العلوى للسقف فى العمود العلوى :

$$M_4 = M^* \cdot \frac{K_2}{K + 1.56 (K_1 + K_2)}$$

الطريقة الثانية :

- وهى الطريقة الواردة فى الكود البريطانى (CP 110) والتى تعطى تبسيطات كبيرة لتحليل الإطارات فى المنشآت الخرسانية ، وفى الحالات التى يتعرض فيها إطار كالموضح فى الشكل (١ - ٦) إلى أحمال أفقية ورأسية معاً .

تجرى أولاً دراسة الإطار تحت تأثير الأحمال الرأسية كما سئرى، ثم يدرس الإطار بتأثير الأحمال الأفقية، وبعدئذ تجمع العزوم الناتجة عن الحالتين، وتقارن مع حالة الأحمال الرأسية بفرض اختيار العزوم القصوى التى يجرى التصميم بموجها .



الشكل (١-٦)

* فى الحالات التى تتعرض لها الإطارات إلى أحمال رأسية : يمكن اختيار أحد الأساليب الثلاث الموضحة أدناه ، والتى بنيت على الافتراضات التالية :

١ - العناصر الأفقية والرأسية للإطار تعتبر مثبتة فى نهاياتها البعيدة عن العقدة المدروسة .

٢ - تُعتبر صلابة الكمرتين الطرفيتين مساوية لنصف صلابتهما الفعلية .

٣ - يجرى تحليل الإطار تحت تأثير الأحمال الحدية الدنيا (g) والأحمال الحدية العظمى $(1.4g + 1.6p)$.

$g =$ الأحمال الميتة و $p =$ الأحمال الحية .

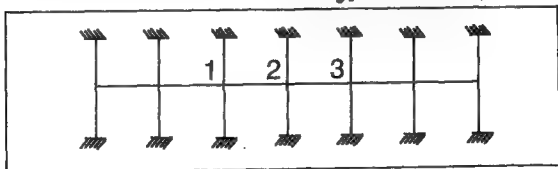
* الحالة الأولى :

- يجرى تقسيم الإطار إلى وحدات كما هو موضح فى الشكل (١ - ٧) .

١ - يعطى العزم الأقصى الموجب فى الكمرة من الحالة التى توضع فيها أحمال قدرها $(1.4p + 1.6g)$ على الكمرة المذكورة مع وضع حمل قدره (g) على بقية الكمرات .

٢ - يعطى العزم الأقصى السالب عند الركيزة (2) من الحالة التى تُحمّل فيها الكمرات (2-3 و 1-2) بحمولة $(1.4g + 1.6p)$ وبقية الكمرات (g) .

٣ - يعطى العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة بالعقدة (2) من حالة تحميل أحد الكمرتين المتصلتين بالعقدة (2) بالحمل $(1.4g + 1.6p)$ وتحميل الكمرة الأخرى بـ (g) ويمكن الإستعانة بالجدول (١ - ٥) لتعيين هذه العزوم بدلالة حالات التحميل المختلفة .



الشكل (١ - ٧)

* الحالة الثانية :

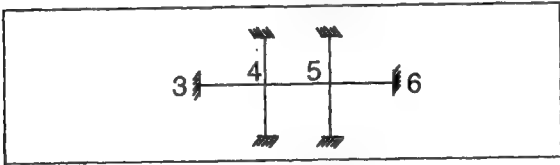
- يجرأ الإطار إلى وحدات ، كما هو موضح فى الشكل (١ - ٨) ، مع إفتراض أن الكمرات الخارجية تمتلك نصف صلابتها الفعلية .

١ - يعطى العزم الموجب الأقصى فى الكمرة (4-5) من حالة تحميل الكمرة المذكورة بالحمل $(1.4g+1.6p)$ والكمرتين (3-4 و 5-6) بالحمل (g)

٢ - يعطى العزم السالب الأقصى عند الركيزة (4) من حالة تحميل الكمرتين المجاورتين له (4-5 و 3-4) بالحمل $(1.4g+1.6p)$ وتحميل الكمرة الثالثة (5-6) بالحمل (g).

٣ - يعطى العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة بالعقدة (4) بتحليل الكمرة (4-5) بالحمل $(1.4g+1.6p)$ وتحميل الكمرتين (3-4 و 5-6) بالحمل (g) هذا وتؤخذ قيم هذه العزوم بمساعدة الجدول (١ - ٥)

ملحوظة : هذا فى الحالة التى يزيد فيها طول الكمرة (4-5) عن طول الكمرة (3-4) .

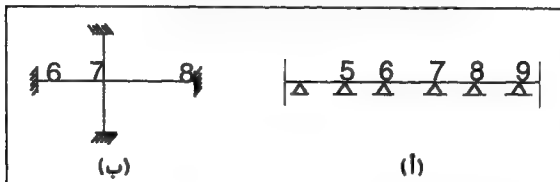


الشكل (١ - ٨)

* الحالة الثالثة :

- يجرأ الإطار كما هو مبين فى الشكل (١ - ٩ - أ) مع إفتراض أن الكمرات تمتلك نصف صلابتها الفعلية .

١ - العزم الموجب الأقصى فى الكمرة (7-8) ينتج عن تحميل هذه الكمرة بالحمل $(1.4g + 1.6p)$ وبقيّة الكمرات بالحمل (g) .



الشكل (١ - ٩)

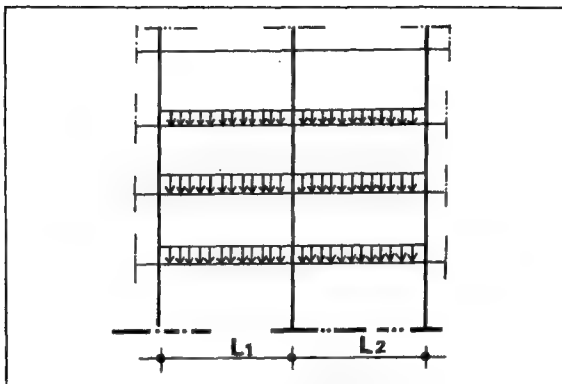
٢ - العزم السالب الأقصى عند الركيزة (7) ينتج عن تحميل الكمرتين (6-7) و (7-8) بالحمل $(1.4g + 1.6p)$ وبقيّة الكمرات بالحمل (g) .

٣ - العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة مع العقدة (7) ينتج عن تحميل أحد الكمرتين المجاورتين لها بالحمولة $(1.4g + 1.6p)$ والكمرة الأخرى بالحمل (g) كما فى الشكل (١ - ٩ - ب) .

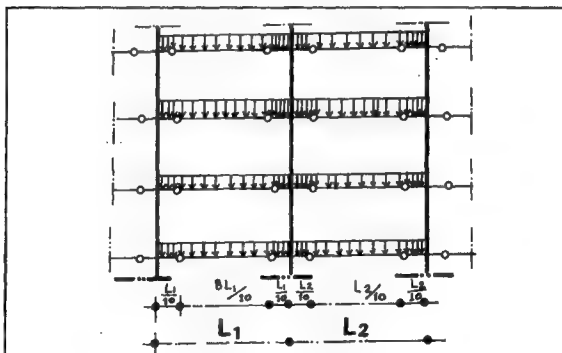
الطريقة الثالثة:

- تعتمد هذه الطريقة على إفتراض وضع مفاصل وهمية فى كمرات الإطار المدروس على مسافات تبعد عن العقد بمقدار $(\frac{L}{10})$ حيث (L) بحر الكمرة المدروسة. ويصبح بعد ذلك الإطار محدداً إستاتيكياً (Statically Determined).

- تُحسب عزوم الكمرات القصوى وعزوم الركائز وقرى القص من خلال معادلات الإتنان كما يوضح الشكلين (١ - ١٠) ، (١ - ١١) .




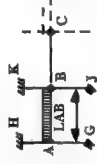
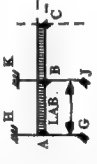
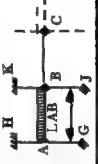

الشكل (١-١٠)



الشكل (١-١١)

- يوزع العزم السالب فى كل ركيزة من ركائز الاطار على العمودين الواقعين فى أعلى الركيزة وفى أسفله ، بحسب نسبة الصلابة .

- تحسب القوى المحورية التى تتعرض لها الأعمدة بتحميل الكمرتين المجاورتين للعمود (على يمينه وعلى يساره) بالأحمال المطبقة بحيث يكون إجمالى القوة المحورية فى عمود يقع بدور معين مساوٍ إلى مجموع القوى المحورية للطوابق التى تعلوه مضافاً إليها قوى القص فى الكمرتين المحيطة به (أى إجمالى قوى القص فى الكمرات الواقعة فى الدور المدروس وحتى أعلى البناء).

الكمية المطلوبة AB		الاشتراطات
الحمل الثابت	كل الجهد	 $M_{AB} = -F_{AB} + \frac{D_{AB}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{BA} (\frac{1}{D_{AB}} - 1) (F_{BC} - F_{BA}) + (4D_{BA}) F_{AB}]$ $M_{BA} = -F_{BA} + \frac{D_{BA}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{AB} (\frac{1}{D_{BA}} - 1) (F_{AB} + (4D_{AB}) (F_{BC} - F_{BA}))]$
	محطة	
الأحمال الإضافية	عزب الإجهاد	 $M_{AB} = -F_{AB} + \frac{D_{AB}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{BA} (\frac{1}{D_{AB}} - 1) F_{BA} + (4D_{BA}) F_{AB}]$ $M_{BA} = -F_{BA} + \frac{D_{BA}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{AB} (\frac{1}{D_{BA}} - 1) F_{AB} + (4D_{AB}) F_{BA}]$
	الركيزة عند الأقصى وعند اليسرى	 <p>تقابل العلاقات المرافقة لحالة كافة الجهد محطة</p>
معامل الصلابة (K) مع معامل التوزيع (D)	عزب الإجهاد	 <p>تقابل العلاقات المرافقة لحالة عزب الإجهاد الأقصى عند الركيزة اليسرى</p>
	الركيزة عند الأقصى وعند اليسرى	 $D_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{AG} + K_{AH}}$ $D_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{BC} + K_{BJ} + K_{BK}}$

جدول (١-٥)

ملاحظات : للتطابق مع الإشتراطات المبسطة فى تحليل الإطارات المعرضة للأحمال

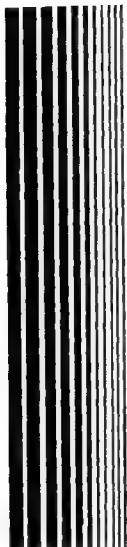
$$\zeta = \frac{1}{2} \text{ الرأسية المعطاء فى CP110 اعتبر}$$

$$\bullet \quad L_{AB}, \text{ etc} = \text{طول العنصر AB} \dots \text{ الخ .}$$

$$\bullet \quad I_{AB}, \text{ etc} = \text{عزم قصور العنصر AB} \dots \text{ الخ}$$

$$\bullet \quad F_{AB}, \text{ etc} = \text{القيمة العددية لعزم النهاية المثبتة وهى سالبة عند A} \dots$$

الخ بفعل الأحمال على AB ... الخ



الفصل الثاني

حركة الرياح

وتأثيرها على المنشآت



٢ - ١ معلومات عامة عن الرياح :

تستطيع الطبيعة فى لحظات أن تكتسح المنشآت التى يبنها الإنسان فى آلاف السنين ، فكوارث الطبيعة كثيرة ومتعددة ، والأضرار التى تلحقها الرياح بالمنشآت واحدة منها .

تشير الإحصاءات إلى أن أكثر من ستين ألف شخص كانوا ضحايا هيجان الرياح منذ عام (١٩٠٠) وحتى الآن . فمنهم من قتلته أنقاض المنشآت ، ومنهم من مات غرقاً بسبب الأعاصير والرياح العاتية حينما اقتحمت البحار شواطئ المدن .

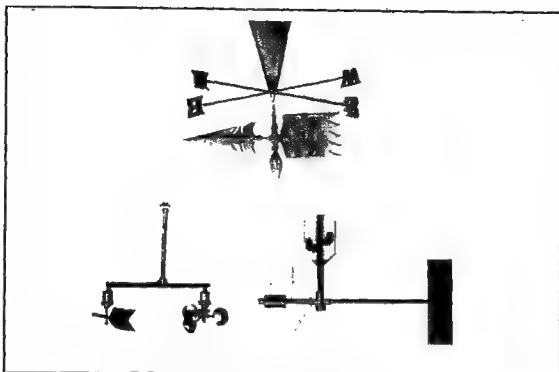
عندما تهب الرياح بسرعة تعتبر متوسطة أى بحوالى (١٣٠ كم / ساعة) تسبب ارتفاعاً فى موج البحر مقداره حوالى (١٣ م) . وقد تصل الأمواج إلى حدود قصوى من الارتفاع فتصل فى حالات قليلة إلى (٣٣ م) . وهذه القيم هى إحصاءات رقمية تبين مدى قدرة الرياح على التأثير على الأجسام الموجودة على سطح الأرض .

هذا وقد سجلت أعلى سرعات للرياح فى العالم (٣٨٠ ك / ساعة) فى واشنطن بالولايات المتحدة و(٣١٠ ك / ساعة) فى جان ماين .

إن كلمة الرياح ، تطلق كما هو معروف على حركات الكتل الهوائية التى تنتقل بصورة أفقية أو رأسية فى المحيط المنخفض للغلاف الجوى . أى فى المنطقة السفلى من طبقة (التروبوسفير) التى تبلغ سماكتها (٨ - ١٦) كم .

تتأثر الرياح أثناء تحركها بقوى رئيسية ثلاثة هى :

١ - مقدار تفاوت الضغط الجوى فى مناطق الحركة : تفاوت الضغط فى الجوى



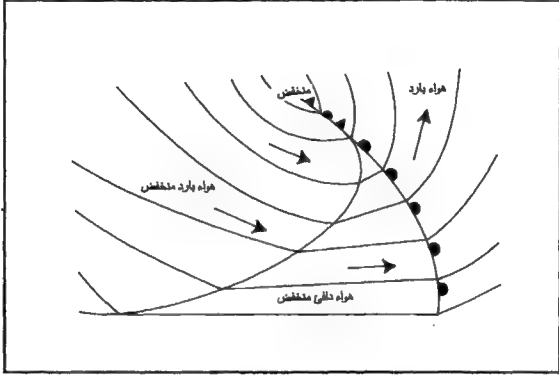
الشكل (٢-١) المقاييس البسيطة لسرعة واتجاه الرياح

ينتج عن درجات الحرارة المختلفة على سطح الأرض ، لذلك نلاحظ أن الهواء الاستوائى الحار أقل كثافة من الهواء القطبى البارد . وهذه الظاهرة تسبب تفاوتاً فى درجات الضغط بين المنطقتين .

إن الغلاف الجوى أشبه بمحرك حرارى كبير ، لأن فرق الحرارة بين القطبين وخط الإستواء يوفر الطاقة الحرارية اللازمة لجريان الهواء فى الإتجاهين الأفقى والرأسى . فالهواء الحار فوق خط الإستواء يرتفع إلى مستويات عالية ، ويجرى من خلالها باتجاه القطبين فى حين أن الهواء البارد يجرى باتجاه خط الإستواء على مستويات منخفضة ليحل محل الأول . ويعتبر ذلك من الظواهر التى تجعل حركة الرياح على سطح الأرض معقدة إلى حد بعيد .

تناسب شدة حركة الهواء المنطلق من مناطق الضغط المرتفع إلى مناطق

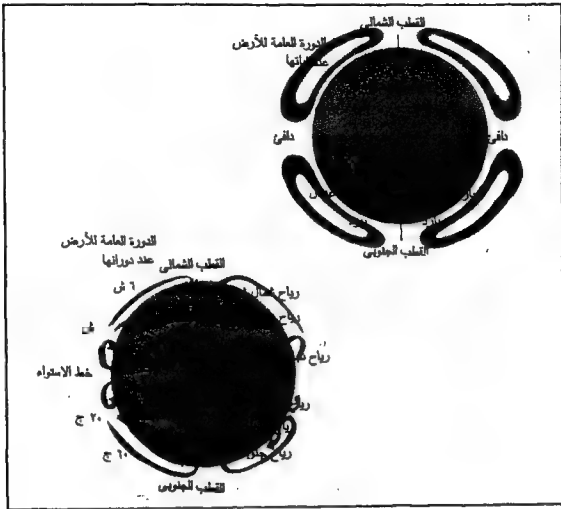
الضغط المنخفض مع الفروق الرقمية للضغط بينهما .



الشكل (٢-٢)

٢ - قوة كاريوليس: إن القوة الثانية المؤثرة على حركة الرياح هي قوة كاريوليس وهي تنشأ بسبب حركة دوران الأرض حول محورها ، مما جعل حركة الرياح تنحرف نحو اليمين في نصف الكرة الشمالي ، وإلى اليسار في نصفها الجنوبي .

وعلى طول خط الاستواء ، هناك منطقة تسمى بالمنطقة الساكنة ، ترتفع فيها حرارة أشعة الشمس وبالتالي حرارة الهواء ، الذي يبدأ بالانتشار شمالاً وجنوباً ، إلى أن يركد على مقربة من خط عرض (٣٠ شمالاً) و (٣٠ جنوباً) حيث يستكمل أحزمة شبه مدارية من الضغط المرتفع .



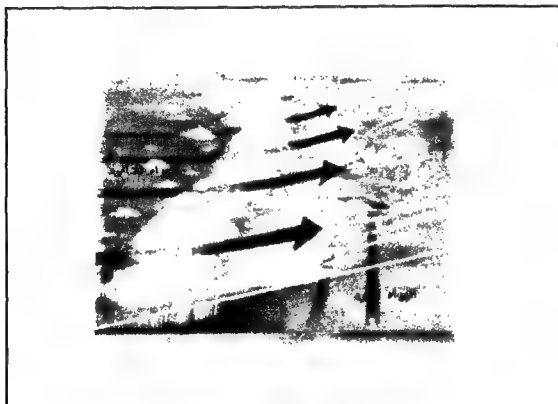
الشكل (٢-٣)

٣ - قوى الاحتكاك : إن القوة الأساسية الثالثة التي تؤثر على حركة الرياح هي قوى الاحتكاك فيما بين الكتل الهوائية من جهة ، وبينها وبين سطح الأرض وتضاريسها من جهة ثانية .

٢-٢ الكتل والجبهات الهوائية :

تسمى كمية الهواء المنتشرة على مساحة واسعة بالكتلة الهوائية وتكتسب كل كتلة هوائية من النواحي الحرارية سمات خاصة بها ، وذلك من خلال بقائها عدة أيام فوق منطقة ذات خصائص معينة ، كالمناطق الصحراوية أو

المدارية أو الإستوائية أو القطبية كما يمكن أن توصف بأنها قارية أو بحرية ، حيث تكتسب من خلال ذلك تجانس فى حرارتها ، فتصبح إما باردة أو دافئة .

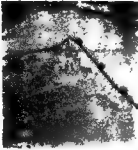


الشكل (٢-٤)

أما الجبهة الهوائية ، فهى منطقة الحدود الفاصلة بين الكتل الهوائية المختلفة الحرارة ، حيث تظهر فى تلك المناطق تغيرات حادة ، تسبب غالباً تواجد السحب وهطول الأمطار ، وهى تنتج عن التفاف تلك الكتل حول بعضها البعض . لاتكون الأسطح بين الكتل الهوائية عمودية ، بل على الأغلب مائلة بحيث تحمل فوقها الهواء الدافىء وتحتها يبقى الهواء البارد . كما هو موضح فى الشكل (٢ - ٤) .

ويبلغ طول الجبهات مئات الكيلومترات عادة .

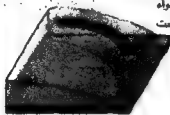
تتكون الجبهة في
المناطق المحددة حيث
يلتقي الهواء الحار
بالهواء البارد .



تلف الكتل الهوائية
وتكون جبهة باردة
وجهة حارة .



يميل الهواء الحار إلى
الارتفاع فوق الهواء
البارد ويميل الهواء
البارد إلى الضال تحت
الهواء الحار .



عندما تلتقي الجبهتان
يرتفع الهواء الحار أو
يحبس .



الشكل (٢-٥)

٢ - ٣ الرياح وخطوط تساوى الضغط :

كما ذكرنا بأن الهواء ينتقل من المناطق ذات الضغط المرتفع باتجاه مناطق الضغط المنخفض ، لذلك يمكن القول بأن الرياح تهب موازية لخطوط تساوى الضغط . ويلعب دوران الأرض دوراً لا بأس به فى هذا الجريان .

لقد استنتج أحد علماء الأرصاد الجوية فى القرن التاسع عشر ، القوانين

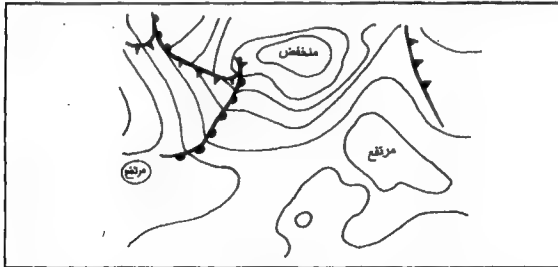
التالية :

١ - الرياح تجري بشكل شبه مواز لخطوط الضغط ، بحيث تتقاطع معها بزاويا صغيرة ، وتسير من الضغط المرتفع إلى المنخفض .

٢ - كلما تقاربت خطوط تساوى الضغط كلما كانت الرياح أشد وأقوى .

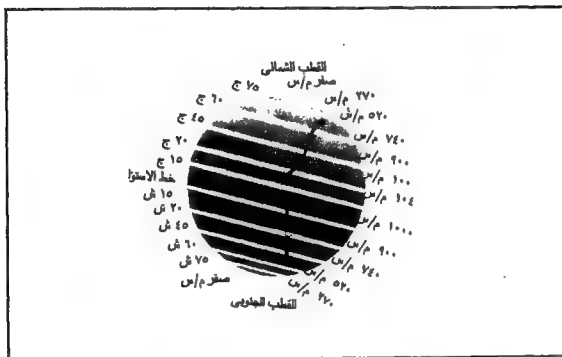
٣ - إذا وقفت وظهرك مواجه للرياح ، فعندئذ سيكون الضغط الأكثر انخفاضاً إلى يسارك فى نصف الكرة الشمالى وإلى يمينك فى نصف الكرة الجنوبى .

وقد استنتج من القانون الثالث أن نصف الكرة الشمالى تهب الرياح باتجاه معاكس لدوران عقارب الساعة حول منطقة انخفاض الضغط وباتجاه عقارب الساعة حول منطقة ارتفاع الضغط . ويحدث العكس فى نصف الكرة الجنوبى .



الشكل (٢-٦)

يمثل الشكل (٢ - ٧) سرعة الحركة الشرقية الاتجاه لسطح الأرض في خطوط العرض المختلفة نتيجة الدوران اليومي . وتؤدي تغيرات السرعة إلى نشوء تيارات هواء مختلفة ، تتأرجح باتجاه اليمين في نصف الكرة الشمالي ، وباتجاه اليسار في نصف الكرة الجنوبي .



الشكل (٢ - ٧)

٢-٤ سلم بوفور لوصف الرياح :

يُصَفِّ هذا المقياس من خلال أرقام تتدرج من (٠ الى ١٢) شدة حركة الرياح وتأثيرها على البحار وعلى حركة الأجسام الصلبة المتطايرة على الأرض . وضع هذا المقياس تاجر بريطاني يدعى الأميرال سيمر فرانس بوفور (Ferance Beaufort) في القرن التاسع عشر ويوضح الجدول (٢ - ١) تأثير عدد بوفور على البحار.

عدد بوفور	* سرعة الرياح ميل / ساعة	وصف الرياح	تأثيرها على البحار
٠	٣	سكون وهنوء	بحر هادئ، كسطح المرآة
١	٨	نسيم خفيف جداً	أمواج صغيرة جداً وبدون زبد
٢	١٣	نسيم خفيف	أمواج قصيرة أكثر وضوحاً يرى لها قمم ، ولكن لا تتكسر.
٣	١٨	نسيم متوسط	أمواج صغيرة تبدأ بالتكسر ونادراً ما تغطي زبدًا أبيض
٤	٢٣	نسيم قوى	أمواج معتدلة لها شكل أكثر تحديداً وأطول وتغطي زبدًا أبيض واضح
٥	٢٨	هواء عادي	أمواج تتكسر بوضوح ، ولها قمم بيضاء وتحدث رذاذاً يتطاير.
٦	٣٤	هواء قوى	سلاسل طويلة من الأمواج المتكسرة تتجه باتجاه الريح .
٧	٤٠	عاصفة خفيفة	تكسر متوسط ، ورذاذ كثير وزبد ملحوظ تتجه باتجاه الرياح.
٨	٤٨	عاصفة متوسطة	أمواج واسعة وسلاسل من الزبد ، حيث تتكسر قمم الأمواج بشكل عكر ويقلل الزبد من الرؤية.
٩	٥٦	عاصفة شديدة	أمواج ضخمة ذات قمم طويلة ، وجرف من الزبد متجهة باتجاه الريح ، وتكسرات متدرجة عنيفة ، ورؤية ضعيفة.
١٠	٦٥	عاصفة هوجاء	أمواج هائلة تسبب فقدان السفن الصغيرة والمتوسطة الوزن ، يغطي البحر كلياً بالرذاذ باتجاه الريح .
١١	٧٥	أعاصير	الهواء مشبع بالرذاذ والزبد والبحر بكامله أبيض والرؤية معدومة .
١٢	٩٠	نادرة الحدوث	
* السرعة قيست عن طريق مكتب الأرصاد ولم تظهر فى قائمة بوفور الأصلية			

جدول (٢-١)

أما من حيث تأثير عدد بوفور على اليابسة ، فيوصف كما يلي :

عدد بوفور	وصف الرياح على اليابسة
٠	يرتفع الدخان عمودياً.
١	إنحراف الدخان باتجاه الريح دون التأثير على دليل اختبار حركة الرياح (الريشة).
٢	إحساس بشرة الوجه بالرياح + حفيف أوراق الشجر + تحرك دليل الرياح باتجاهها
٣	حركة دائمة لأوراق الشجر وأغصانها الصغيرة .
٤	إثارة الغبار وانتشار الأوراق المبعثرة.
٥	تقابل الأشجار المورقة الصغيرة.
٦	تحرك الأغصان الكبيرة في الأشجار .
٧	تحرك الأشجار بكاملها مع جلوعها .
٨	تكسر شجيرات الأشجار الصغيرة .
٩	أضرار في المباني والهياكل .
١٠	إقتلاع الأشجار من جذوعها وأضرار في المباني .
١١	أضرار واسعة (كوارث).
١٢	الحالات النادرة الحدوث.

(جدول ٢-٢)

٢-٥ أنظمة الرياح السائدة والانظمة الخاصة :

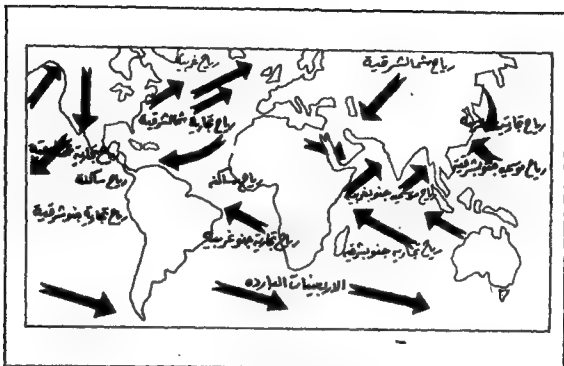
تجبرى الرياح فى شهر يوليو ويناير وفق أنماط معينة ، فنظام الرياح السائد فوق مستوى منخفض الضغط يتأثر بهذا الانخفاض ، مما يجعل الرياح بالتجاهها . بينما تغادر الرياح مناطق الضغط العالى، ولو لم تكن حركة دوران الأرض موجودة لجرت الرياح وفق خطوط مستقيمة من مناطق الضغط المرتفع إلى المنخفض، وهو ما يوضحه الشكل (٢ - ٣) .

وكما سبق ورأينا أن قوة كاروليس تجعل الرياح تميل نحو اليمين فى شمال خط الإستواء ويجرى العكس فى جنوبيه . وهكذا يبقى نظام حركة الرياح ثابتاً تقريباً صيفاً وشتاءً.

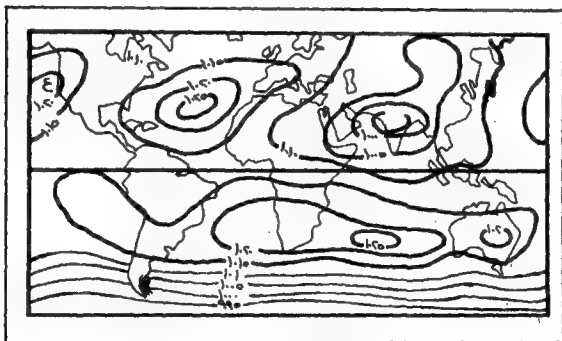
إن التقلبات التى تشهدها الأرض فى حركة الرياح ، ناتجة عن الرياح الموسمية التى تعكس خلالها حركة الهواء اتجاهاتها بسبب فرق الحرارة بين البحر واليابسة . ومن الأمثلة على ذلك انطلاق الرياح الجافة فى الشتاء من الأجواء الباردة ذات الضغط العالى السائدة فوق سيبيريا ، والتى تتجه إلى الجنوب عبر الهند أما فى الصيف ، فإن ارتفاع درجة حرارة اليابسة بسرعة يجعل من شمال غرب الهند مناطق للضغط المنخفض ، فتتجه إليها ما يدعى بالرياح التجارية الرطبة، وهى أشهر الرياح الموسمية فى العالم .

تنتج الرياح الموسمية عموماً من تغيرات الضغط الهائلة التى تحدث بين الصيف والشتاء فوق اليابسة فى قارة آسيا . ويبين الشكل أدناه اتجاهاتها خلال شهر يوليو .

أما أنظمة الرياح الخاصة ، فيقصد بها مجموعات العواصف والزوابع والأعاصير وغيرها من الرياح الخاصة.

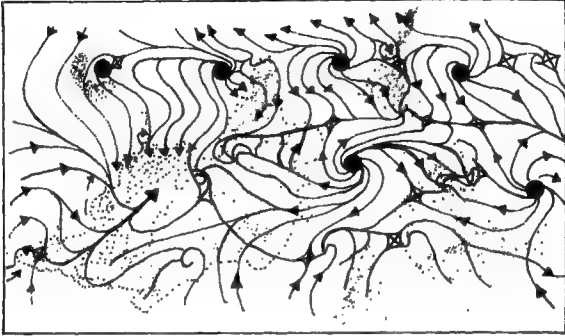


الشكل (٧-٨)



الشكل (٢-٩)

توزيع معدلات الضغط الشهري في العالم خلال شهر يوليو



تشير الدوائر السوداء إلى مناطق الضغط المرتفع

٢-٥-١- الزوايا :

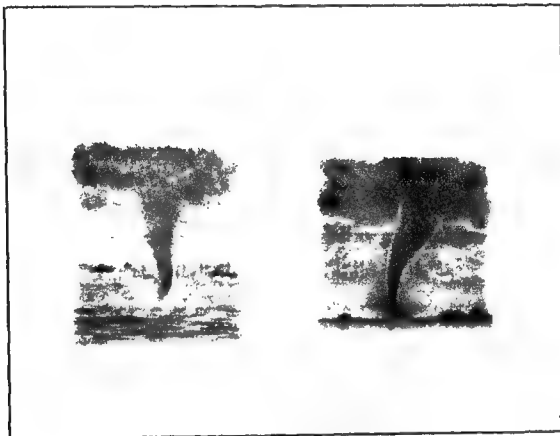
وهي الأعمدة الصغيرة الضيقة من الغيوم والسحب ، المعلقة ظاهرياً بسحابة كثيفة قائمة .

تعتبر هذه الظاهرة من أعنف الاضطرابات الجوية ، وأكثر تسبباً للخراب والدمار . إلا أنه ومن حسن الحظ ، تبقى مساحات تأثيرها ضيقة وتكرر حدوثها قليلاً .

تستطيع الزوايا اقتلاع المنشآت الصغيرة وتحطيمها ببساطة ، وكذلك فعلها على الأشجار وعلى الأشياء المشابهة .

تقاس سرعات الرياح عادة حول مناطق الزوايا . إلا أن قياس تلك الرياح ضمن عمودها يكون متعزراً على الأغلب .

تحدث الزوايع عند الجبهات الباردة عندما يكون الهواء الدافىء رطباً جداً وغير مستقر. وعندما تحدث فوق مناطق البحار تدعى باعصار عمود الماء كما فى الشكل أدناه .

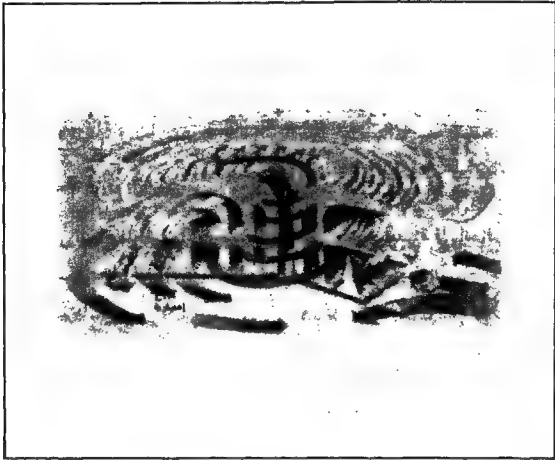


الشكل (٢-١٠)

٢-٥-٢ الأعاصير :

هى دوامات ضخمة من الرياح ، تؤدى بالسحب إلى الدوران حول مركز هادىء يسمى (العين) ، يسحب منه الهواء الحار إلى الأسفل .

قد يبلغ قطر الإعصار حوالى (٤٠٠ كم) يمتد ارتفاعاً على كامل طبقة التروبوسفير ، وقد يصل قطر عين الإعصار إلى (١٠ كم).



الشكل (٢-١١)

عندما تلتقى الرياح الحارة الغربية بالرياح القطبية الشمالية ، على طول الجبهة القطبية في نصف الكرة الشمالي . تنشأ موجات واضطرابات وانتفاخات ، تحاول معها الكتل الهوائية الحارة الجريان نحو القطب مروراً فوق الهواء القطبي ، في حين يحاول الهواء القطبي الجريان نحو خط الإستواء ماراً تحت الهواء الحار . ويدوران الهواء الحار حول الهواء البارد تنشأ هذه الظاهرة.

تُعتبر الأعاصير من أقوى الرياح التي تهب على سطح الأرض ، حيث قد تصل سرعاتها إلى (٣٢٠ كم / ساعة).

تضرب الأعاصير المنشآت المدنية من المباني وخطوط الهاتف والكهرباء .
وكذلك تؤدي إلى اقتلاع الأشجار وتحطيم كل ما تحيط به.
من أشهر البلدان التي تتكرر فيها الأعاصير بكثرة الولايات المتحدة
وأستراليا .

٢-٥-٣ الرياح الخاصة:

وهي الرياح المحلية والإقليمية التي تخص مناطق معينة في العالم ، تبعاً
لطبيعتها الجغرافية ، كالرياح التجارية الموسمية ، ورياح الخماسين
وغيرها...

★ تقاس سرعات الرياح عادة بمقاييس بسيطة كالموضحة في الشكل (٢) -
(١) وقد أصبحت الأقمار الصناعية حالياً من أفضل وأدق أجهزة الرصد .
أما السرعات التي تصمم عليها المنشآت . فهي سرعات إحصائية
احتمالية تعتمد تسجيلات القياسات لفترات طويلة من الزمن ، يستنتج
من خلالها رياضياً ، احتمالات تكرار الرياح ذات السرعات العالية .

٢-٢ دراسة وتوصيف حركة الرياح :

- توصف حركات الرياح من خلال مقاييس عديدة ، وضعها العلماء
والباحثون بأشكال ونماذج مختلفة ، خدمة لدراسة كل ما يتعلق بالرياح ، إن كان
ذلك من حيث تأثيرها على المنشآت ، أو من حيث دراسة المناخ ، وحالات الطقس ،
أو من أجل الملاحة البحرية والجوية.

يجرى جمع المعلومات حول الرياح وحركاتها وسرعاتها من خلال قياسات
عملية ، بواسطة أجهزة خاصة توضع في محطات الرصد وتسجل المعلومات

لسنوات طويلة. ويقوم المختصون بالأرصاد الجوية بتحليل ودراسة نتائج الرصد تلك ، ومعالجتها بطرق إحصائية احتمالية ، وفق القوانين والعلاقات الرياضية ، لإيجاد احتمال وقوع السرعات العظمى للرياح وكذلك الهبّات العظمى. ويقصد بتعبير (الهبّة) - تلك الرياح التى تستمر لفترة معينة من الزمن بسرعة أكبر من سرعة الرياح المعتادة .

من الطرق التى يمكن استخدامها فى حساب احتمالات الرياح والهبّات العظمى ، طريقة جامبل (Gumble) الإحصائية .

توضح هذه الطريقة أنه إذا توفرت لدينا المعلومات التى تعطى الهبّات العظمى للرياح خلال (N) سنة ، فإنه يمكن رسم منحني بياني خاص ، كالموضح فى الشكل (٢ - ١٢) ، على محورى إحداثيات (P, X) وذلك بعد ترتيب المعلومات المذكورة تصاعدياً كما فى الجدول (٢ - ٣) ، حيث تمثل (X) أعظم هبة خلال سنة ما . ويكون :

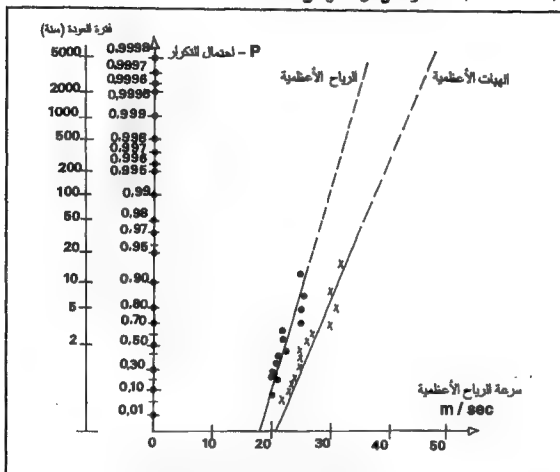
$$P = \frac{M}{N + 1} \quad : \text{احتمال التكرار (P)}$$

$$M = 1, 2, 3, \dots, N. \quad \text{حيث}$$

12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	ترتبة هبة الرياح (M)
28	28	27	27	23	23	23	21	21	20	20	20	سرعة الرياح العظمى (m/sec)
1963	1961	1967	1965	1971	1969	1968	1964	1962	1973	1970	1966	عام الهبة
0.9228	0.8469	0.7690	0.6921	0.6152	0.5383	0.4614	0.3845	0.3076	0.2307	0.1538	0.0796	$P = \frac{M}{N + 1}$

جدول (٢ - ٣)

فلو تم رسم هذه النقاط على المخطط البياني فى الشكل (٢-١٢). ورسم من خلالها المستقيم الذى يقارب أكبر عدد منها. فإننا سنحصل بعد عمل امتداد لهذا المستقيم على احتمالات الرياح العظمى التى يمكن أن تتكرر مرة كل (٥٠ - ١٠٠) سنة أو أقل أو أكثر من ذلك .



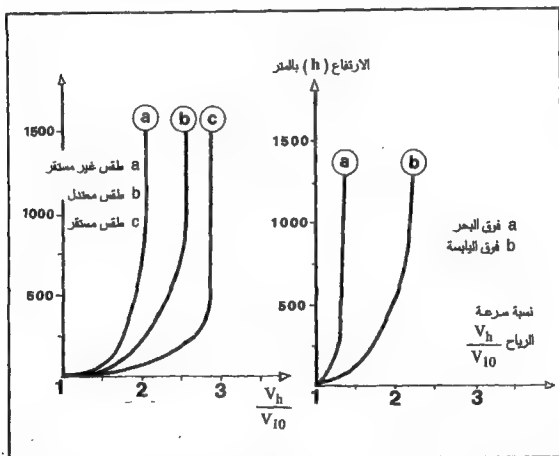
الشكل (٢-١٢) مخطط جامبل الإحصائى الاحتمالى

★ تغير الرياح مع الارتفاع :

تُدعى الطبقة الواقعة بين سطح الأرض ، والارتفاع الواقع بين (١٠٠ - ٢٠٠ متر) ، بالطبقة المحيطة (Boundary Layer) . والارتفاع المتوه عنه هو منسوب الانقلاب الحرارى فى الجو .

لاحظت الدراسات المجراة على الرياح وحركات الكتل الهوائية ، أن نسبة سرعة الرياح على ارتفاع معين إلى سرعة الرياح على ارتفاع (١٠م) أي $(\frac{V_h}{V_{10}})$ تزداد بشكل كبير خلال الـ (٥٠٠) متر الأولى من سطح الأرض . ثم يخف هذا الازدياد تدريجياً مع ازدياد الارتفاع . هذا ما يوضحه الشكل (٢ - ١٣) ، حيث تصبح النسبة المذكورة ثابتة مع الوصول إلى منسوب الانقلاب الحرارى .

ويوضح الشكل (٢ - ١٣) كذلك أن نسبة ازدياد سرعة الرياح مع ازدياد الارتفاع ، تتعلق بحالة الاستقرار فى الجو ، فى الحالات التى تكون معها الرياح خفيفة أو متوسطة الشدة .



الشكل (٢ - ١٣) تغير نسبة سرعة الرياح مع الارتفاع فى طبقة الجوى المحيطة

أما فى حالات الرياح الشديدة ، فان حالة الجو تصبح معتدلة بسبب الاختلاط شبه التام للهواء .

لذلك يمكن القول إن ازدياد نسبة سرعة الرياح مع ازدياد الارتفاع ، تعتمد فقط على طبيعة الأرض فى حال كون الرياح شديدة.

لقد دلت الدراسات المجراة على حركة الرياح ، من الجهتين النظرية والعملية، على أنه فى الطبقة الواقعة بين سطح الأرض ، وارتفاع (٥٠٠) متر يمكن تقدير سرعة الرياح ، وكذلك سرعة الهبّات ، باستخدام علاقة لوغرىتمية ، تدعى بقانون « هيلمان » وذلك بعد معرفة سرعة الرياح (V_{10}) على ارتفاع قدره (١٠ م) من سطح الأرض ، كما يلى :

$$\frac{V_h}{V_{10}} = \left(\frac{h}{10} \right)^\alpha \quad \text{للرياح}$$

$$\frac{V_b}{V_{10}} = \left(\frac{h}{10} \right)^\beta \quad \text{للهبّات}$$

(V_h) = سرعة الرياح المطلوبة على ارتفاع (h)m من سطح الأرض - (م/ثانية)
حيث $500 > h > 0$

α, β = عاملان يتعلقان بطبيعة الأرض عند الارتفاع المدروس . ويمكن اعتبار : $\beta = 0.085$

أما (α) فقد حسبت فى بريطانيا ($\alpha = 0.13$)

- يحدد الجدول (٢ - ٤) قيمة النسبة ($\frac{V_h}{V_{10}}$) بالاعتماد على طبيعة الأرض ويفضل استخدامه فقط فى الحالات التى تكون معها الرياح شديدة.

يسمح لنا قانون (هيلمان) المذكور فى العلاقة السابقة بحساب سرعة الرياح على قمم الجبال بخطأ لا يتجاوز (10%) .

قيم النسبة (V _h /V ₁₀) بحسب تغير الارتفاع ومعامل الخشونة للأرض (%) *								
200	100	50	15	6.00	2.00	0.05	0.05	Z ₀ (Cm) / h(m)
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10
1.40	1.27	1.22	1.19	1.14	1.10	1.70	1.06	20
1.66	1.47	1.36	1.28	1.25	1.17	1.14	1.10	30
1.94	1.67	1.51	1.37	1.34	1.25	1.20	1.16	50
2.20	1.81	1.62	1.44	1.37	1.30	1.25	1.19	70
2.58	2.08	1.80	1.55	1.45	1.36	1.30	1.22	100
3.15	2.46	2.05	1.73	1.58	1.46	1.36	1.27	150
3.65	2.76	2.29	1.88	1.69	1.54	1.44	1.32	200
4.52	3.37	2.70	2.15	1.89	1.69	1.55	1.39	300

* معامِل الخشونة ، يتعلق بطبيعة الأرض ويقدّر بالمستمر حسب ما يلي :

Z ₀ (Cm)	طبيعة الأرض	Z ₀ (Cm)	طبيعة الأرض
1.0	أرض مزروعة - ارتفاع الزرع ٠ - ٣ سم	0.001	سطح مستو (جليدي)
2.0	أرض مزروعة - ارتفاع الزرع ٤ - ٥ سم	0.05	خطاء تلجى يمتد أكبر من ٢٠ سم
3.0	أرض مزروعة - ارتفاع الزرع ٦ - ١٠ سم	0.1-0.2	خطاء تلجى فوق الأشجار
4.0	أرض مزروعة - ارتفاع الزرع ١١ - ٢٠ سم	0.3	أرض شبه صحراوية
5.0	أرض مزروعة - ارتفاع الزرع ٢١ - ٣٠ سم	0.1	أرض حجرية
9.0	V ₁₀ = 2.3 m/Sec أرض مزروعة	2.0	أرض صحراوية
6.0	V ₁₀ = 5.6 m/Sec ارتفاع الزرع	100	بلدة صغيرة
3.7	V ₁₀ = 8.7 m/Sec ٦٠ - ٧٠ سم	200	مدينة

المجدول (٢-٤)

- إن تأثير هبات الرياح الشديدة والقصيرة الأمد على المنشآت عموماً لم يُعط الاهتمام الكافي في الدراسات بسبب نقص المعلومات الفيزيائية للاضطرابات الجوية غير أنه من المعروف أن سرعة الهبات تزداد اطرادياً مع الارتفاع ولكن بنسبة أقل من نسبة سرعة الرياح العادية ذاتها .

هذا ويوضح الجدول (٢ - ٥) نسبة سرعة الرياح على ارتفاعات مختلفة قياساً إلى سرعاتها على ارتفاع (١٠م) .

الارتفاع h (m)	معامل الارتفاع للرياح (V_h/V_{10})	معامل الارتفاع للمباني (V_h/V_{10})
20	1.10	1.06
40	1.19	1.13
60	1.27	1.16
80	1.31	1.20
100	1.35	1.22
120	1.39	1.24
140	1.41	1.25
160	1.44	1.27
180	1.46	1.28
200	1.48	1.29
300	1.56	1.34
400	1.61	1.37
500	1.66	1.41

الجدول (٢ - ٥)

٢-٣ حركة الرياح حول المباني العالية،

إن حركة كتل الهواء وتياراته على ارتفاعات عالية من سطح الأرض تتحكم بنماذج الطقس عموماً . فى حين أن تلك الحركة على ارتفاعات قليلة تؤثر على الأجسام والأسطح التى تلامسها تلك الكتل ، بسبب كل من ظاهرة الدفع وظاهرة الاحتكاك . إن ازدياد سرعة الكتل الهوائية يؤثر بشكل كبير على الإنسان وعلى ما يحيط به من منشآت .

لقد بينت دراسات مخبرية أجريت فى بريطانيا على نماذج مصغرة من المباني العالية . أن هذه المنشآت تحول جزءً من الرياح التى تصطدم بها ، باتجاه أسفل نحو الأرض . مما يتسبب فى خلق تيارات هوائية مزعجة وخطرة أحياناً ، على أرصفة المشاة .

لقد تم تعريض تلك النماذج إلى تيارات مخبرية من الرياح ، تشابه فى فعلها
تماماً التيارات الفعلية التى قد تؤثر على المنشآت ، فأظهرت هذه الدراسات
النواحي التالية :

١ - عند القيام بأعمال التخطيط العمرانى ، وتنظيم المدن ، يلزم دراسة مواقع
المباني العالية بدقة ، بشكل تتم معه المحافظة على سرعة الرياح فى أسفل
هذه المنشآت وعلى محيطها بما لا تتجاوز (٥م / ث) فى معظم أوقات
السنة. لأن سرعة الرياح التى تفوق هذه القيمة ، تصبح شديدة الإزعاج حول
تلك المباني.

٢ - شكلت المباني ذات الارتفاعات الصغيرة ، والمحيطه بالمباني العالية ، سور
حماية من تأثيرات الرياح .

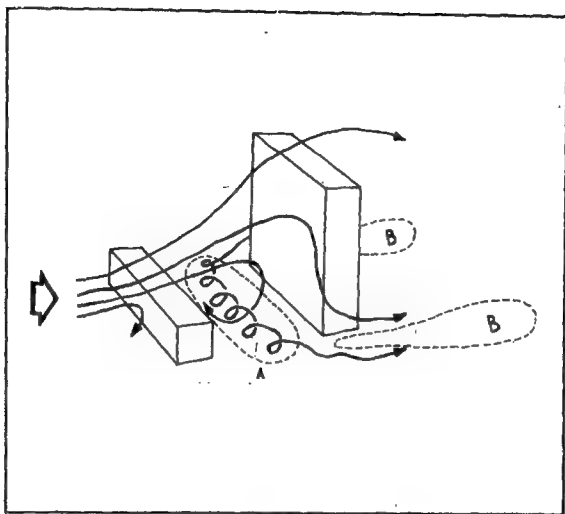
٣ - تتأثر حركة الرياح بجوار الأسطح التى تلامسها ، بمقدار خشونة الأسطح
وبالتالى بقيمة الاحتكاك معها . إضافة إلى أبعاد السطح .

٤ - عندما تصطدم الرياح بالمباني المنخفضة الارتفاع ، فإن سرعة الرياح حول
المبنى ، أو فى مناطق المشاة تكون :

$$V = (0.5 : 0.7) R$$

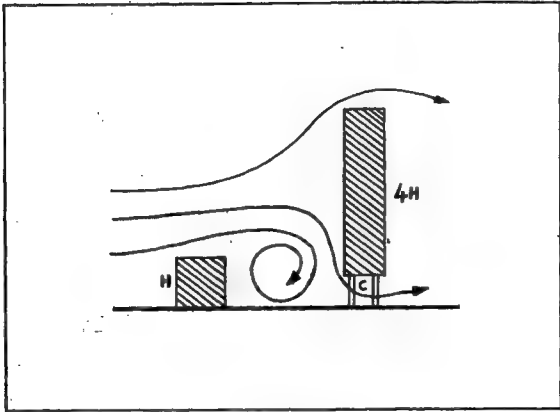
$$\text{حيث } R = \frac{\text{سرعة الرياح عند منصوب ارتفاع المشاة حول المبنى}}{\text{سرعة الرياح عند نفس المنسوب بدون وجود المبنى}}$$

ويتغير نموذج حركة الرياح عند تلاقىها مع مبنى أعلى . إذ قد تصل
السرعات إلى (1.5:2)R فى المناطق (A و B) الموضحة فى الشكل (٢ - ١٤) .
وهى المناطق التى يتم عندها تشكيل دوامات هوائية .



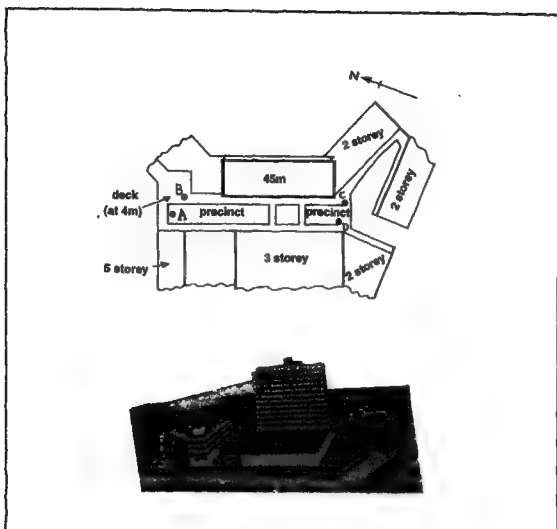
الشكل (٢-١٤)

٥ - بيّنت الدراسات على نموذج ارتفاعه مساوٍ إلى ضعف عرض واجهته ، وهو مرفوع على أعمدة، أن سرعة الرياح قد تصل إلى (3R) . مع العلم بأن ارتفاع النموذج المدروس يزيد بأربع مرات عن ارتفاع المباني المجاورة ، كما يبينه الشكل (٢-٥)



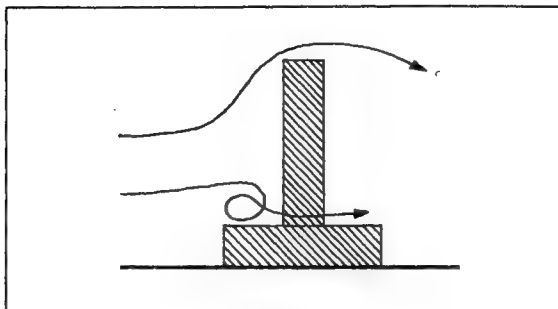
الشكل (٢-١٥)

٦ - هناك حلول عديدة للتخفيف من أضرار الرياح ، يجب الأخذ بها عند التصميم . فعلى سبيل المثال، يوضح الشكل (٢ - ١٦) نموذجاً لبنى ارتفاعه (٤٥م) يجاور منطقة تجارية . أجريت عليه تجارب عديدة ، حيث استخدمت الرياح المخبرية بسرعة (٥ م/ث) خلال خمس زمن التجربة . فتبين من ذلك أن سرعة الريح فى المناطق (A, B, C, D) تصل إلى (2.2 R). ومن خلال هذه النتيجة تم اقتراح إنشاء قناة فوق النموذج المدرس بغرض منع الرياح من الوصول إلى منطقة المشاة فى السوق . ومن خلال التجارب على النموذج الجديد المقترح تبين نجاح هذا الحل .

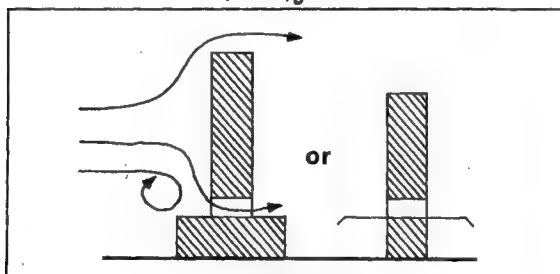


الشكل (١٦-٢)

إضافة إلى ماسبق ، يمكن استخدام حلول عديدة للحالات المختلفة . فلو كنا بصدد دراسة مبنى ، القسم السفلى منه ذو ارتفاع منخفض ويمتد المساحة كما فى الشكل (٢ - ١٧) . فيمكن حينئذ التخفيف من سرعة الرياح فى القسم الأسفل باتباع أحد الحلين الواردين فى الشكل (٢ - ١٨) . أى إما بترك دور سفلى دون قواطع يستخدم كممر للتيارات الهابطة ، أو برفع الدور الأول فوق القسم السفلى على أعمدة .



الشكل (٢-١٧)



الشكل (٢-١٨)

٧ - تأثير الرياح في مناطق المدن المزدحمة ، التي تتجاور فيها المباني العالية بارتفاعات تزيد عن (٢٥ - ٣٠ م) يصبح بصورة أكثر تعقيداً ، وبالتالي يحتاج لدراسات أكثر دقة.

٢-٤ ضغط الرياح على المباني العالية :

يقصد بتعبير المبنى العالى ، تلك المنشآت من المباني ، التى تشكل فيها الأحمال الأفقية (كضغط الرياح أو الزلازل) عاملاً هاماً فى الحساب الإنشائى، وتمتاز هذه المنشآت بأن نسبة ارتفاعها إلى البعد الأصغر فى قاعدتها كبيراً .

ويؤثر ضغط الرياح وقوى الزلازل على هذه المنشآت تأثيراً واضحاً ، فهو يسبب إجهادات وقوى إضافية فى عناصرها الإنشائية .

إن الأحمال المتأتية بفعل دفع الرياح ، التى تُصنّف ضمن فئة الأحمال الحية الديناميكية ، تخضع إلى إعتبارات وعوامل لا يمكن للإنسان التحكم بها ، ومن هذا المنطلق ، تجب خطورة هذا النوع من الأحمال ، مما يحتم دراسة الوقاية من آثارها ما أمكن .

يعتمد تقدير قوى دفع الرياح ، الممكن حدوثها على منشأ ما ، فى منطقة معينة ، على عوامل عديدة ، تتجلى فى إحصاءات وإحتمالات تُقدّر بناءً على قياسات وأرصاذ كثيرة ، ولسنوات طويلة ، تجرى على حركات الرياح وجريانها ، وسرعاتها فى المنطقة المعنية . إضافة إلى التجارب المخبرية التى يمكن القيام بها فى نفق الرياح (المخبرى) على نماذج مصغرة للمباني التى يُطلب تشييدها .

تبسيطاً للحسابات ، يُعتبر ضغط الرياح مؤثراً على المباني فى الاتجاه الأفقى، أو بشكل متعامد مع الأسطح الخارجية للبناء وتخضع شدة القوى المؤثرة ، إلى عوامل متعددة نذكر منها :

- ١ - طبيعة البناء وارتفاعه ونسب أبعاده الأخرى .
- ٢ - الطبيعة المناخية التى سيقام عليها المنشأ .
- ٣ - سرعة الرياح وكثافة الهواء واتجاه حركة الرياح .

٤ - نوع العنصر المدروس وطبيعته ، وموقعه فى البناء .

تسمى سرعة الرياح التى يتم على أساسها حساب الضغوط المتولدة على واجهات المباني بالسرعة الحسابية . وهى بالتعريف السرعة المتوسطة لهبة الرياح اللحظية التى يمكن إستمرارها لمدة عشر دقائق ، وإحتمال حدوثها مرة واحدة كل عام على الأقل .

ويتم تحديد هذه السرعة ، وخاصة فى المنشآت كبيرة الأهمية ، بالإعتماد على القياسات الفعلية ، والإحصاءات الدورية لسنوات مضت .

تعتبر فترة حياة المنشأ فى المباني الخرسانية عموماً تتراوح بين (٥٠ - ١٠٠) سنة . وقد يحدث أن يتعرض البناء خلال فترة حياته هذه ، إلى عاصفة قوية ، تهب لمرة واحدة فقط . فلو تجاوز الضغط الناتج عن سرعة هذه العاصفة (١,٧٥) مرة ، الضغط الناتج عن السرعة الحسابية (\bar{V}) السالفة الذكر ، ولمدة (٢ إلى ٥) ثانية فقط ، لوجب دراسة المباني العالية المهمة على تلك السرعة . وتسمى هذه السرعة حينئذ بالسرعة الحدية .

إذن ، نعرف هنا السرعة الحدية بأنها السرعة التى تنتج ضغطاً (W_u) يساوى أو يزيد بمقدار (١,٧٥) مرة عن الضغط الناتج عن السرعة الحسابية (\bar{W})

$$W_u \geq 1.75 \bar{W}$$

وبما أن الضغط الناتج عن الرياح يتناسب طردياً مع مربع سرعتها ، نجد

$$V_u \geq \sqrt{1.75} \bar{V} \quad \text{أن :}$$

حيث : V_u هى سرعة الرياح الحدية .

إن الدراسات الرياضية التى أجريت على خصائص جريان وتدفق الرياح فى المناطق المختلفة من العالم ، قدمت لنا بالنتيجة القيم والاشتراطات التى تليها

الأكواد ، بغرض حساب المنشآت ضد دفع الرياح .
كما بينت الدراسات التجريبية والقياسات العملية ، أن سرعة الرياح العالية،
والمضطربة الجريان . والتي تنشأ عن هبات متتالية للرياح ، تؤثر بشكل خطر على
المنشآت العالية .

وتزداد خطورة هذا النوع من الأحمال كلما اقتربت هبات الرياح من التردد
بأدوار منتظمة. إذ تخلق عندئذ حالات تحجوب (طنين) بين دور حركة الرياح ودور
الإهتزاز المرن للبناء ، تؤدي بالنهاية إلى كوارث كبيرة .

كما بينت تلك الدراسات ، أن السرعة الصغيرة للرياح ، خفيفة الضرر فيما لو
قورنت بالسرعات العالية. إذ أنه في الحالة الأولى يمكن إعتبار الضغط المطبق على
المنشأ، ذي تأثير إستاتيكي. في حين يصبح التأثير ديناميكياً مع السرعات
العالية.

تصبح سرعة الرياح الحدية (V_u) ، والمعروفة سابقاً . شديدة الخطورة كلما إزداد
ارتفاع المنشأ ، إذ لوحظ من الدراسات المجراة على الأبراج العالية جداً ، أن إزدیاد
ضغط الرياح بنسبة (X%) فوق الضغط الحدى ، يزيد من قيم إجهادات الشد
الناتجة في العناصر نتيجة لذلك بنسبة (X 4:5) هذا إضافة إلى أن السرعة الحاصلة
عند المرحلة الحدية (V_u) قد تؤدي إلى تغيير إشارة الإجهادات في بعض العناصر،
حيث تصبح القطاعات المضغوطة، معرضة إلى حالات شد مما يتسبب في حدوث
الإنهيارات. لذلك يجب إعطاء هذا الموضوع الإهتمام الكافي عند الحساب .

يمكن عند دراسة تأثير الرياح على المنشآت، إعتبار المبنى المدروس ، كمبنى
كابولى مثبت من الأسفل وحر من الأعلى ومعرض لأحمال موزعه على كامل
الارتفاع ، من الجهة المعرضة للرياح وهذا أحد أشكال النماذج الإنشائية المعتمدة .

فى حسابات الرياح ، يعتبر الارتفاع (١٠م) عن سطح الأرض الطبيعية منسوباً قياسياً أو معيارياً لحساب الضغط الديناميكي (Wd).
والعلاقة العامة التى تعطى قيمة هذا الضغط على ارتفاع من سطح الأرض قدره (h) تعتبر كما يلى :

$$(Wd)_h = (2.5 \frac{h + 18}{h + 60}) (Wd)_{10} \quad \text{Kg/sq.M}$$

حيث :

$(Wd)_h$ = الضغط المتولد عند منسوب الارتفاع (h) من سطح الأرض .

$(Wd)_{10}$ = الضغط المتولد عند المنسوب المعيارى (١٠م) من سطح

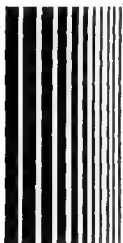
الأرض .

هذا وتؤخذ عادة قيمة الضغط الديناميكي (Wd) ، المطبقة على المباني التى لا يزيد ارتفاعها عن (٢٥ - ٣٠م) ثابتة على كامل ارتفاع المنشأ .



الفصل الثالث

**احمال الرياح
وتأثيرها على المنشآت**



فى هذا الفصل نستعرض أحمال الرياح وتأثيرها على المنشآت وذلك حسب الأكواد المختلفة وقد تطرقنا إلى استعراض الأكواد والمواصفات المختلفة وذلك حتى يتمكن المهندس المصمم من الاطلاع عليها والعمل بما يتراءى له حسب طبيعة المنشأ المدروس .

٣-١ أحمال الرياح فى الكود المصرى الجيد ١٩٨٩ م :

٣-١-١ عام

- تسرى الاحتياطات الخاصة بهذا الجزء عند حساب أحمال الرياح على المباني والمنشآت كوحدة أو على أجزاء من هذه المباني وكذلك على العناصر الإنشائية المنفردة .

- يجب تصميم المباني والمنشآت بحيث تقاوم أحمال الرياح الأفقية المؤثرة على جميع أسطحها المعرضة للرياح .

٣-١-٢ - الحمل الإستاتيكي المكافئ لتأثير الرياح

يؤخذ تأثير الرياح كحمل ضغط إستاتيكي منتظم موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح يساوى (W1) .

$$W1 = C \cdot Ks \cdot Wd \dots \dots \dots (3-1)$$

حيث :

$W1$ = الضغط الكلى للرياح كجـم /م^٢ (شاملاً الضغط والسحب)

C = معامل يأخذ فى الاعتبار العلاقة بين ارتفاع المبنى وأبعاد مسقطه

الأفقى ودرجة ميل السطح ويتم حسابه طبقاً للبند (٣ - ١ - ٣) .

Ks = معامل تعرض الموقع للرياح ويؤخذ كالتالى :

$Ks = ١.٠$ للمواقع عادية التعرض .

$Ks = 1.3$ للمواقع شديدة التعرض كشواطئ البحار .

$Wd =$ حمل الضغط الإستاتيكي المكافئ لتأثير الرياح (كجم / m^2)

ويؤخذ من الجدول (٣ - ١) طبقاً لارتفاع المستوى الذى يحسب عنده ضغط الرياح من سطح الأرض بالمتر .

الارتفاع (م)	صفر - ١٠	٢٠	٣٠	٤٠	٦٠	٨٠	١٠٠	١٠٠ - ١٥٠
كجم / m^2 (W_d)	٥٠	٦٠	٦٥	٧٥	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠

جدول (٣ - ١) حمل الضغط الإستاتيكي المكافئ للرياح W_d

٣ - ١ - ٣ معامل ضغط الرياح (C) على الأسطح الرأسية والمائلة

لحساب تأثير ضغط الرياح على الأسطح الرأسية والمائلة (شكل

(٣ - ١) تؤخذ قيم المعامل (C) كمايلي :

أ - فى اتجاه الرياح

١ - فى حالة المباني ذات نسبة الارتفاع / العرض) أو الارتفاع /

الطول) أكبر من ٢.٥

$$C = 1.3 \sin \alpha - 0.4 \dots\dots\dots(3-2)$$

٢ - فى حالة المباني ذات النسب الأخرى

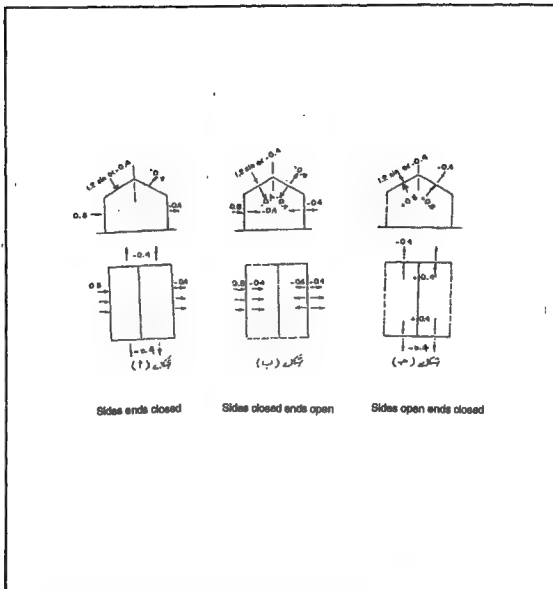
$$C = 1.2 \sin \alpha - 0.4 \dots\dots\dots(3-3)$$

ب . حيث (a) زاوية ميل السطح بالدرجات

ب - فى اتجاه السحب

تؤخذ قيمة المعامل (C) فى جميع الحالات

$$C = -0.4 \dots\dots\dots(3-4)$$



شكل (٣ - ١) معامل ضغط الرياح على الأسطح الرأسية والمائلة

٣ - ١ - ٤ - معامل ضغط الرياح (C) على المآذن والمداخل وما يماثلها

عند حساب الرياح على المداخل والمآذن والخزانات العلوية وما يماثلها غير

المرتكزة على أعمدة يؤخذ قيمة المعامل (C) من الجدول (٣ - ٢)

h / d			المسقط الأفقى
٢٥	٧	١	
٢ر٣	١ر٤	١ر٣	مربع الشكل (الريخ عمودى على الضلع)
١ر٥	١ر١	١ر٠	مربع الشكل (الريخ فى إتجاه الوتر)
١ر٤	١ر٢	١ر٠	سداسى أو ثمانى - الشكل
			هائى الشكل
٠ر٧	٠ر٦	٠ر٥	سطح أملس بدون نتوءات ($d^*/d = 0.00$)
٠ر٩	٠ر٨	٠ر٧	سطح به نتوءات بنسبة ($d^*/d = 0.02$)
١ر٢	١ر٠	٠ر٨	سطح به نتوءات بنسبة ($d^*/d = 0.08$)

جدول (٣-٢)

d^* = عمق النتوء

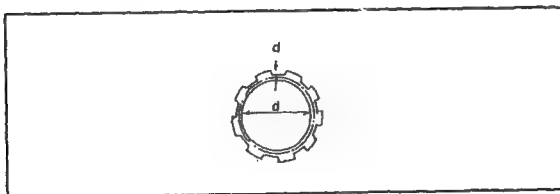
h = الارتفاع.

d = القطر أو البعد الأصغر للقطاع فى المسقط الأفقى.

٣-١-٥ عند حساب الاعمدة الحاملة للخزانات العلوية:

تؤخذ قيم الرياح باستخدام المعادلة (3-1) مع الأخذ فى الاعتبار قيم (C) من

الجدول (٣-٢)



شكل (٣-٢) مسقط أفقى موضعاً عليه الأبعاد (d) , (d^*)

٣-٢ أحمال الرياح فى الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢ م:

٣-٢-١ أحمال الرياح :

يتم تقييم أحمال الرياح انطلاقاً من فرضية أساسية باعتبار أن الطاقة الحركية للرياح الناتجة عن سرعتها تتحول إلى طاقة ضغط إستاتيكية مكافئ بمجرد اصطدام الرياح بحاجز ثابت ولانهائى وفقاً للصيغة :

$$W_d = \frac{V^2}{1630} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

حيث W_d = الضغط الاستاتيكية المكافئ، لهبة الرياح الناتجة من سرعتها (KN/m^2)

V = قمتل سرعة الريح التصميمية وتقدر بالمتى فى الثانية .

تؤخذ قيم سرعات هبات الرياح (V_k) من سجلات دوائر الأرصاد الجوية فى المنطقة المدروسة وتستخدم هذه القيم فى حساب سرعة الرياح التصميمية (V) ولكل اتجاه على حدة وفق مايلى .

أ - $V = V_k$ لتصميم المنشآت أو عناصر إكساء الواجهات التى يقل كل

من بعدى واجهتها المدروسة عن ١٠ م أو يساويه .

ب - $V = \frac{V_k}{1.35}$ لتصميم المنشآت التى يزيد أحد بعدى واجهاتها المدروسة

عن ١٠ م ويقل عن ٢٠ م .

وينوه بأن هذه النسرة تقابل القيم المعطاه فى الأرصاد الجوية تحت تسمية الرياح العظمى .

ج - $V = \frac{V_k}{1.45}$ لتصميم المنشآت التى يزيد أحد بعدى واجهاتها عن ٢٠ م

أو يساويه .

تعرف الهبة بأنها ربح تستمر لمدة أكثر من عشرين ثانية وسرعتها أكثر من

٨,٥ متر / ثانية على أن يكون الفرق فى سرعة الريح بين بداية الهبة وأعظم سرعة فيها أكثر من ٤,٥ متر / ثانية .

تقوم دوائر الأرصاد الجوية عادة بإعطاء قيمة سرعة هبة الرياح القصوى السنوية لمنطقة ما ، وكذلك إعطاء قيم سرعات هبات الرياح السنوية القصوى للسنين التى تم فيها تسجيل فعلى لحركة الرياح فى منطقة ما مدروسة .

اعتماداً على القيم المعتمدة لسرعات هبات الرياح السنوية القصوى تُعرف سرعة الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم بأنها : سرعة هبة الرياح التى لا يمكن تجاوزها أكثر من مرة واحدة خلال خمسين عاماً متتالية ويرمز لها بالرمز (V_k) . أما إذا قلت الفترة المسجلة لسرعات هبات الرياح القصوى السنوية لمنطقة ما عن خمسين عاماً متتالية فيمكن تحديد سرعة الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم باستخدام العلاقات الرياضية المناسبة ، وتؤخذ من المراجع المختصة فى الأرصاد الجوية .

وفى حالة عدم توفر معطيات إحصائية دقيقة عن سرعات هبات الرياح القصوى فى المنطقة المدروسة فيمكن ،على نحو اعتبارى ، تقسيم المناطق تبعاً لسرعات هبات الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم على الشكل الموضح بالجدول (٣ - ٣) واعتبار قيم الضغط الديناميكى لهبة الريح W_h الواردة فى نفس الجدول .

المنطقة	درجة	سرعة هبة الريح (V_k)		الضغط الاستاتيكي المكافئ $W_d (kN/m^2)$
		كم / ساعة	متر / ثانية	
الأولى	قوية جداً	175	48.6	1.48
الثانية	قوية	150	41.6	1.08
الثالثة	معتدلة	125	34.7	0.75
الرابعة	ضعيفة	100	27.8	0.48

الجدول (٣ - ٣) تقسيم المناطق تبعاً لسرعة هبة الريح

٣-٢-٢ الحساب الإستاتيكي للمنشآت على الريح :

بينت التجارب أن التأثيرات الديناميكية لأحمال الريح على المنشآت العادية والأبنية قليلة الارتفاع والتي لاتزيد النسبة بين ارتفاعها وعرض واجهتها المواجهة للريح عن ٤ مرات صغيرة نسبياً ، حيث يمكن أخذ مفعول الريح الكلي بصفة حمل ضغط ديناميكي منتظم وأفقى موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للريح ويتأثر بجملة (مجموعة) من العوامل التي يتوجب إدخال تأثيرها فى الحساب وفق العلاقة التالية :

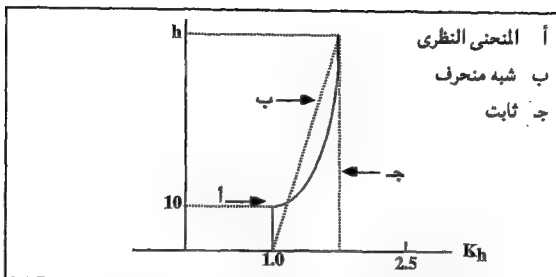
$$W_e = \alpha_0 \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

حيث : W_e = حمل ضغط الريح الكلى المكافئ مقدراً بالـ (kN/m^2) المطبق على الواجهة المعرضة للريح والمفروض تركيزه بصفة حمل إستاتيكي.

α_0 = تمثل معامل السطح، ويتعلق بخشونة السطح وعددها، ويحدد من الجدول (٣ - ٤) .

شكل المسقط	عدد اضلاع المسقط n	α_0
مثلث أو مستطيل	$3 \leq n \leq 4$	1.30
مخمس	$n = 5$	1.05
مضلع منتظم	$5 < n \leq 20$	$1.05 - 0.02 n$
مضلع أو دائرة	$n > 20$	0.65

الجدول (٣ - ٤) قيم المعامل α_0



للتبسيط يمكن أخذ أحد التوزيعين المبسطين ب أو ج بدلاً
عن التوزيع النظرى أ عندما يكون h أقل من ٥٠ متر .

الشكل (٣ - ٣)

K_h معامل علو المنشأ بالنسبة لمستوى الأرض ويحسب وفق العلاقة التالية :

$$K_h = 2.5 \left(1 - \frac{42}{h + 60} \right)$$

على أن تؤخذ $K_h = 1.0$ بالنسبة للجزء الذى يقل ارتفاعه عن عشرة أمتار

عن مستوى الأرض ، كما هو مبين فى الشكل (٣ - ٣) .

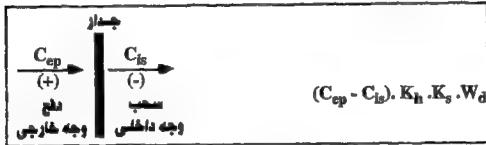
K_s = معامل الموقع بالنسبة لحماية المنشأ من فعل الرياح أو من تعرضه لها ،

وتؤخذ قيمه من الجدول التالى :

$K_s = 1.30$	الموقع المتعرض للعواصف (شواطئ البحار ، رؤوس التلال ، الجزر)
$K_s = 1.00$	الموقع الإعتيادى متوسط التعرض (السهول)
$K_s = 0.80$	الموقع المحمى من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة الأخرى .

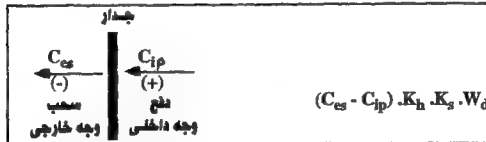
٣-٢-٣ تطبيق أحمال الرياح على المنشآت لدراسة الاستقرار والحساب
العام للجملة (المجموعة) الإنشائية المقاومة للرياح وحساب
عناصر الإكساء:

تؤثر الرياح خارجياً على السطوح المواجهة للرياح بأحمال دفع (+) موزعة ،
بينما تؤثر على السطوح الأخرى بأحمال سحب (-) موزعة أيضاً .
أ - عند حساب أجزاء المنشأ المعرضة للرياح ، كالجدران غير الحاملة
والإكساءات وعناصر الواجهات ، يتم تجميع أحمال الدفع على الوجه
الخارجي للسطح مع أحمال السحب على الوجه الداخلي لنفس السطح
كما هو في الشكل (٣ - ٤) .



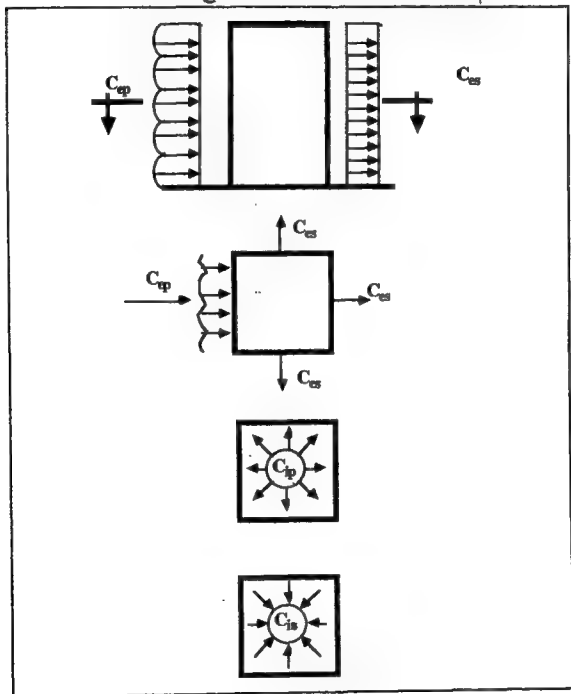
الشكل (٣ - ٤)

والتحقق بتجميع أحمال السحب على الوجه الخارجي للسطح مع
أحمال الدفع على الوجه الداخلي للسطح نفسه أي كما هو في الشكل
(٣ - ٥) .



الشكل (٣ - ٥)

وتؤخذ قيم وإشارات المعاملات C_{is} , C_{ip} , C_{es} , C_{ep} من الجدول (٣ - ٥)
وتحسب قيم W_d تبعاً لأبعاد جزء المنشأ المعرض للرياح وفقاً للبند ٣ - ٢ - ١



الشكل (٣ - ٦)

ب - عند دراسة المنشأ (مهما كان شكله) على أحمال الرياح يؤخذ حمل ضغط الرياح المكافئ W_e وفق العلاقة الواردة فى البند ٣ - ٢ - ٢ وتعتبر مطبقة على المسقط الرأسى للسطح المواجه للرياح ولاطبق أحمال على الوجوه الأخرى . على أنه فى حالة المنشآت ذات المساقط الأفقية المستطيلة ذات السطوح المستوية ، يمكن اعتبار أن المنشأ معرض لحمل دفع على الوجه الخارجى المواجه للرياح W_{ep} وحمل سحب على الوجه الخارجى الآخر المقابل W_{es} حيث :

$$W_{ep} = C_{ep} \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

$$W_{es} = - C_{es} \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

وتؤخذ قيم وإشارات المعاملين C_{ep} , C_{es} من الجدول (٣ - ٤) (أنظر الشكل التوضيحي ٣ - ٦).

وتحدد شدة حمل ضغط الرياح (دفع أو سحب) على الوجوه الداخلية للمنشآت على الشكل التالى وفق الشكل التوضيحي (٣ - ٧).

- المنشآت المغلقة :

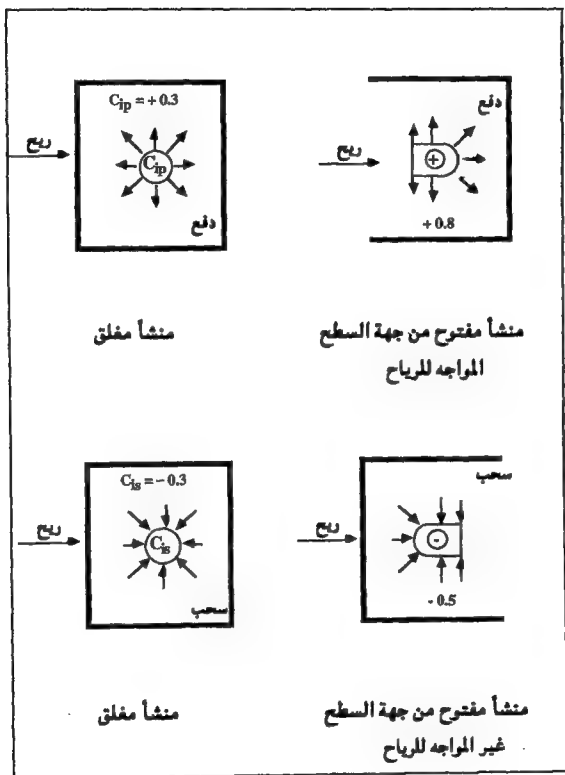
$$W_i = \pm 0.3 K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

- المنشآت المفتوحة من جهة السطوح المواجهة للرياح :

$$W_i = + 0.8 K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

- المنشآت المفتوحة من جهة السطوح غير المواجهة للرياح :

$$W_i = - 0.50 K_h \cdot K_s \cdot W_d$$



الشكل (٧-٣)

$C_{ep} = + 0.80$	معامل الدفع على الوجه الخارجى لجزء المنشأ
$C_{es} = - (1.3 \gamma - 0.8)$	معامل السحب على الوجه الخارجى لجزء المنشأ
$C_{ip} = 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma)$	معامل الدفع على الوجه الداخلى لجزء المنشأ
$C_{is} = 0.6 (1.3 \gamma - 0.8)$	معامل السحب على الوجه الداخلى لجزء المنشأ

الجدول (٣ - ٥) قيم المعامل C

وتؤخذ $\gamma = 1$ فى الأبنية العادية ، أما فى الأبنية العالية فيرجع للمراجع المختصة من أجل تحديد قيمتها .

ج- أما فى الحالات الأخرى غير الواردة فى البنود أعلاه فيتوجب العودة إلى كود أو مرجع مختص يعالج هذه الحالات أو دراستها من قبل المهندس المصمم وعلى مسؤوليته .

د - فى المنشآت ذات الطابق الواحد كالمستودعات أو المعامل ... إلخ ذات السقف المثلثى أو المقوس (الشكل ٣ - ٨) وشرط أن يبقى العلو أكبر من ربع الضلع الأصغر ($b > 0.25b$) تحدد أحمال ضغط الرياح كالآتى :

١ - يعد المنشأ معرضاً لحمل دفع على الوجه الخارجى للجدار المواجه للرياح W_{ep} وحمل سحب على الوجه الخارجى للجدار الآخر المقابل W_{es} حيث :

$$W_{ep} = 0.8 \cdot K_L \cdot K_z \cdot W_d \quad (\text{دفع})$$

$$W_{es} = - 0.5 \cdot K_L \cdot K_z \cdot W_d \quad (\text{سحب})$$

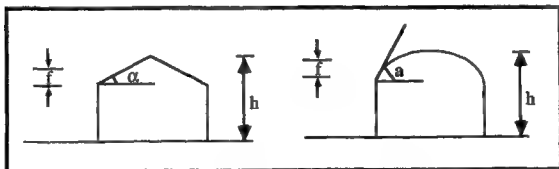
٢ - تحدد شدة حمل ضغط الرياح على الوجه الخارجى للسقف المائل

أو المثلى أو المقوس وفق العلاقة التالية: $W_{ep} = C_s \cdot K_h \cdot K_d \cdot W_d$

حيث تؤخذ قيم وإشارة المعامل من الجدول (٣ - ٦) .

زاوية ميل السقف انظر الشكل (٣-٨)	السطح غير المواجه للرياح	السطح المواجه للرياح	
	C	C	
$0 \leq \alpha \leq 10$	$-1.5 (0.333 + \frac{ \alpha }{100})$	$-2 (0.25 + \frac{ \alpha }{100})$	السطح المائل أو المثلى
$10 \leq \alpha \leq 40$	$-0.5 (+0.60 + \frac{ \alpha }{100})$	$-2 (0.45 - \frac{ \alpha }{100})$	
$0 \leq \alpha \leq 10$	$-1.8 (0.40 - \frac{ \alpha }{100})$	$-2 (0.45 - \frac{ \alpha }{100})$ بحيث لا تقل عن 0.80	السطح المقوس
$10 \leq \alpha \leq 40$	$-1.8 (0.40 - \frac{ \alpha }{100})$	$-2 (0.50 - \frac{ \alpha }{100})$	

الجدول (٣-٦)



الشكل (٣-٨)

٣ - ٢ - ٤ الحساب الديناميكي للمنشآت على الريح :

تتعرض المنشآت النحيفة (التي لا تنطبق عليها الإشتراطات البعديه فى البنود السابقة) إلى تأثيرات ديناميكية بسبب فعل هبّات الرياح يتوجب أخذها بالحسبان.

ولأخذ أثرها يتوجب العودة الى كودات أو مراجع معتمدة متخصصة فى هذا المجال واعتمادها فى الحساب.

٣-٣ أحمال الرياح فى الكود العربى:

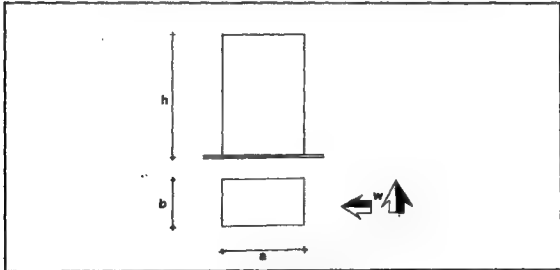
يعطى الكود العربى التوصيات التالية ، فيما يتعلق بالأحمال الناتجة عن دفع الرياح :

- يؤخذ تأثير الرياح فى المباني العادية ذات الأدوار المتعددة ، والمسطح المستطيل (a x b) ، وذات الارتفاع (h) كأحمال ضغط إستاتيكي منتظم موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح .
ويعطى هذا الضغط على ارتفاع (h) كما يلى :

$$W_i = (1.3 \cdot K_s \cdot K_b) W_d$$

وذلك مع اعتبار أن أبعاد المبنى المدروس تحقق : $a \geq b \geq 0.4 a$ & $h \leq 4a$ حيث :

W_i = حمل ضغط الرياح (بالكيلو جرام لكل متر مربع) الناتج على الواجهة المعرضة للرياح ، والمفروض تطبيقه بشكل إستاتيكي .



الشكل (٩-٣)

K_s = معامل الموقع التابع لحماية المنشأ من التعرض للرياح .

ويقدر هذا المعامل على النحو التالي :

$K_g = 1.30$	المواقع المعرضة للعواصف (شواطئ البحار - رؤوس التلال - الجزر).
$K_g = 1.00$	المواقع العادية المتوسطة التعرض (السهول).
$K_g = 0.80$	المواقع المحمية من العواصف ، سواءً بالتلال أو بغيرها .

K_h = معامل ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض . ويعطى هذا المعامل بالعلاقة التالية ، على اعتبار أن (h) تمثل ارتفاع المستوى الذي يحسب عنده ضغط الرياح (بالمتر) عن سطح الأرض .

$$K_h = 2.5 \left(1 - \frac{42}{h + 60} \right)$$

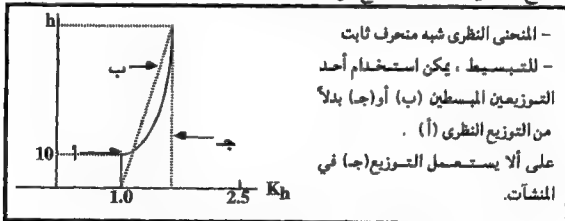
« وأساس هذه العلاقة يعود إلى القانون التالي ، وذلك من أجل ارتفاع (h)

لا يتجاوز (٥٠٠م) من سطح الأرض كحد أقصى » .

$$\frac{W_h}{W_{10}} = 2.5 \left(\frac{h + 18}{h + 60} \right)$$

وعلى أن تؤخذ بالنسبة للجزء الذي يقل ارتفاعه عن عشرة أمتار من مستوى

سطح الأرض ، كما هو موضح في الشكل (٣ - ١٠) .



شكل (٣ - ١٠) تغير قيم معامل الارتفاع

W_d = حمل الضغط الديناميكي المعياري أو القياسي للرياح الناتج عن سرعتها . ويقدر بالكيلو جرام لكل متر مربع ، وذلك على ارتفاع قياسي قدره (١٠ م) وهذا الحمل يمثل مقدار تحويل الطاقة الديناميكية للرياح بسبب السرعة (V) إلى طاقة إستاتيكية ، بمجرد اصطدامها بحاجز أو سطح ثابت ولانهائي وفقاً للصيغة:

$$W_d = \frac{V^2}{16} \text{ kg/m}^2$$

حيث تؤخذ (V) بالتر في الثانية و (W_d) بالكيلو جرام لكل متر مربع . هذا ويوضح الجدول (٣ - ٧) قيم (W_d) تبعاً لسرعة الرياح .

200	175	150	125	100	75	50	سرعة الرياح (Km/h)
55.6	48.6	41.6	34.7	27.8	20.8	13.9	سرعة الرياح (m/sec)
193.2	148.0	108.2	75.3	48.3	27.0	12.1	الضغط الديناميكي المعياري (Kg/m ²)

الجدول (٣-٧)

- لقد استخرجت العلاقة السابقة من علاقة بيرنولي التالية:

$$W_d = p - \frac{\rho V^2}{2}$$

حيث $p = 1.222 \text{ kg/m}^2$ = الوزن النوعي للهواء الخالي من أكسيد الكربون بحالة الضغط الجوي ودرجة الحرارة 15 °C

$$g = \text{عجلة الجاذبية الأرضية} = 9.8 \text{ m/sec}^2$$

كما أعطى الكود العربي قيم الضغط الديناميكي تبعاً لسرعات الرياح، وذلك بحسب مناطق أربعة صنفت على النحو التالي :

رقم المنطقة	سرعة الرياح علي ارتفاع ١٠م		طبيعة الرياح (الدرجة)	قيمة الضغط الديناميكي Kg/m ²
	m/sec	Km/h		
المنطقة الأولى	48.6	175	قوية جداً	148
المنطقة الثانية	41.6	150	قوية	108
المنطقة الثالثة	34.7	125	معتدلة	75
المنطقة الرابعة	27.8	100	ضعيفة	48

المجدول (٣-٨)

★ إذن يجب أخذ تأثير الرياح في الاعتبار عند حساب المباني العادية في الحالات التالية :

- ١ - إذا زاد عدد الأدوار بما فيها البدروم عن ثمانية أدوار. أو زاد الارتفاع الكلى بما فى ذلك البدروم عن ضعفى البعد الأفقى الأدنى المعتبر فى اتجاه حساب الرياح. وتعتبر الرياح ممكنة الحدوث فى كافة الاتجاهات .
- ٢ - إذا كان الدور الأرضى مرفوعاً على أعمدة ، دون وجود جدران قاطعة ، وزاد عدد الأدوار فوق الأرضى عن خمسة ، وكان الارتفاع الكلى للمبنى بما فيه البدروم أكثر من مرة ونصف البعد الأفقى الأدنى المعتبر فى اتجاه حساب الرياح .

★ أما من حيث تأثير ضغط الرياح على المنشآت الأخرى المنخفضة ، أو المنشآت ذات الأسقف المائلة، والتي تتحقق فيها العلاقة ($h > 0.25b$) حيث (b) البعد الأصغر في المقطع الأفقي . فيعتمد الجدول (٣ - ٩) التالي لحساب قيمة الضغط الديناميكي (W_d) . مع اعتبار إشارة (+) لحالة الضغط وال (-) لحالة الشد .

<p>قيمة الضغط الديناميكي (W_d) على الوجهين وفقاً لزاوية ميل السقف (α) (+) للضغط (-) للشد</p>		
المساحة غير المواجهة للرياح	المساحة المواجهة للرياح	(α) زاوية ميل السقف بالدرجات
- 0.6 W_d	+ 0.7 W_d	٢٠ أو أقل
- 0.6 W_d	- (2.1 - 0.07 α) W_d	٣٠ - ٢٠
- 0.6 W_d	+ (0.9 - 0.03 α) W_d	٦٠ - ٣٠
- 0.6 W_d	+ 0.9 W_d	أكبر من ٦٠

الجدول (٣-٩)

- أما فى المنشآت دائرية المقطع والمعرضة للرياح، فتعتمد القيم أعلاه بعد تخفيضها بمعامل قدره $(\frac{2}{3})$
- إذا كان المنشأ المدرس مفتوحاً فى أعلاه ومعرضاً لسحب عمودى ، فيجب أخذ ذلك فى الاعتبار، وإضافة قيمة هذا السحب إلى قيمة الضغط .

٣- ٤ أحمال الرياح فى الكود البريطانى:

ينص الكود البريطانى (C.P.3) فى الجزء الثانى منه على ما يلى :

- ١ - تحدد سرعة الرياح التى يتم على أساسها حساب الضغط على المنشآت العالية من خلال المعلومات المأخوذة عن عاصفة تهب لمدة ثلاث ثوانى ، ولمرة واحدة على الأقل فى كل (٥٠) سنة . مقاسة على ارتفاع معيارى قدره (١٠م) عن منسوب سطح الأرض الطبيعية .
- وتزداد هذه السرعة طردياً مع زيادة الارتفاع (h) الواجب حساب ضغط الرياح عنده .

- ٢ - ترتبط سرعة الرياح المميزة (V_s) والتى تدخل فى حساب الضغط الناتج على المنشأ ، بطبيعة الموقع، وارتفاع المنشأ المدرس ، ودرجة تعرضه للرياح. على حين يرتبط الضغط المنوه عنه بشكل وأبعاد السطح المعرض للرياح. ويتناسب طردياً مع مربع سرعتها .

- ٣ - تعطى السرعة المميزة (V_s) بالعلاقة :

$$V_s = V.S1.S2.S3 \quad \text{m/Sec}$$

حيث :

V = سرعة الرياح الأساسية (المقاسة) (متر فى الثانية) . وهى تحدد فى بريطانيا من خلال خريطة جغرافية وزعت عليها قيم سرعة الرياح الاحتمالية فى المناطق المختلفة .

$S1$ = معامل يرتبط بطبيعة الموقع من النواحي الطبوغرافية .

$S1 = 0.9$ فى المناطق المحمية والوديان المنخفضة .

$S1 = 1.0$ فى السهول والمواقع العادية متوسطة التعرض .

$S1 = 1.1$ فى القمم والمرتفعات والميول المعرضة للرياح .

$S2$ = معامل يتعلق بكل من ارتفاع المنشأ وطبيعة المنطقة المقام فيها .
ويؤخذ من الجدول (٣ - ١٠) .

$S3$ = معامل إحصائى يرتبط باحتمال طول حياة المنشأ المدروس واحتمال نوعية الرياح والعواصف التى يمكن أن يتعرض لها خلال تلك الفترة .

ويؤخذ عادة مساو للواحد ، إذا كان احتمال تجاوز سرعة الرياح التصميمية وارد لمرة واحدة كل خمسين سنة .

٤ - يعطى ضغط الرياح المميز (W_k) الناتج عن السرعة المميزة (V_s) بالعلاقة :

$$W_k = 0.613 V_s^2$$

حيث تقدر (V_s) بالمتر فى الثانية ، (W_k) بالنيوتن على المتر المربع .

ملاحظات	الارتفاع المدروس في المنشأ (متر) اعتباراً من سطح الأرض														طبيعة الموقع	المنشأ
	200	180	160	140	120	100	80	60	50	40	30	20	15	10	5	
	1.27	1.26	1.25	1.24	1.22	1.20	1.18	1.15	1.14	1.12	1.09	1.06	1.03	1.00	0.88	
يقل الارتفاع (أ) منطقة مفتوحة غير معبئة.	1.26	1.25	1.24	1.22	1.21	1.19	1.17	1.14	1.12	1.10	1.07	1.03	1.00	0.93	0.79	تغطية سفلية
يقل الارتفاع (ب) منطقة مفتوحة بهيود	1.24	1.23	1.21	1.20	1.18	1.16	1.13	1.10	1.08	1.05	1.01	0.95	0.80	0.78	0.70	
أشجار بمواقع متفرقة	1.22	1.20	1.19	1.17	1.15	1.13	1.10	1.05	1.02	0.97	1.90	0.79	0.74	0.67	0.60	
مخفية للرياح.	1.24	1.23	1.22	1.20	1.19	1.17	1.15	1.12	1.10	1.08	1.05	1.01	0.99	0.95	0.83	
يقل الارتفاع (ج) الشواحي الضخمة وأطراف المدن الكبيرة	1.24	1.22	1.21	1.19	1.18	1.16	1.13	1.10	1.09	1.06	1.03	1.98	0.95	0.88	0.74	أبعاد المنشأ المعطى الألفية أو الرأسية
مع وجود كثافة الأشجار كمصحات للرياح.	1.21	1.20	1.18	1.17	1.15	1.12	1.10	1.08	1.04	1.01	0.97	0.90	0.83	0.74	0.65	
يقل الارتفاع (د) مركز المدن الكبيرة المعمية بشكل جيد.	1.21	1.19	1.17	1.15	1.13	1.10	1.07	1.02	0.98	1.93	0.85	0.75	0.69	0.62	0.55	
	1.21	1.20	1.19	1.17	1.15	1.13	1.11	1.08	1.06	1.03	1.00	0.96	0.94	0.90	0.78	
	1.21	1.19	1.18	1.16	1.14	1.12	1.09	1.06	1.04	1.01	0.98	0.94	1.91	0.83	0.70	أقصى ارتفاع
	1.19	1.17	1.15	1.13	1.11	1.09	1.06	1.02	1.00	0.96	0.92	0.85	0.78	0.69	0.60	
	1.18	1.16	1.14	1.12	1.10	1.07	1.03	0.98	0.94	0.89	0.79	0.70	0.64	0.58	0.50	أقصى ارتفاع

الجدول (٣-١٠)

حساب قيمة S_2

وتتخرج العلاقة الخاصة بحساب W_k عددياً كما في الجدول (٣ - ١١) .

V_s m/sec	W_k N/m ²	V_s m/sec	W_k N/m ²	V_s m/sec	W_k N/m ²	V_s m/sec	W_k N/m ²	V_s m/sec	W_k N/m ²
10	61	22	297	34	709	46	1300	58	2060
12	81	24	353	36	794	48	1410	60	2210
14	120	26	414	38	885	50	1530	62	2360
16	157	28	481	40	981	52	1660	64	2510
18	199	30	552	42	1080	54	1790	66	2670
20	245	32	628	44	1190	56	1920	68	2830
								70	3000

الجدول (٣-١١)

حساب قيمة W_k

أما الضغط الحسابي المطبق على الأسطح غير المحتوية على فتحات (جدران خارجية أو أسقف مصمتة) فيحسب من العلاقة .

$$W_{u1} = W_k \cdot C_{pe}$$

حيث: C_{pe} = معامل الضغط الخارجي للأسطح المعرضة للرياح . وكذلك
يجرى حساب الضغط الحسابي على الأسطح الداخلية المنفذة
(المحتوية على فتحات) .

$$W_{u2} = W_k \cdot C_{pi}$$

C_{pi} = معامل الضغط الداخلي للأسطح المعرضة للرياح .

وللحصول على الضغط الحسابي الإجمالي تجمع الضغوط المذكورة جمعاً جبرياً.
تؤخذ قيم معاملى الضغط الداخلى والخارجى (C_{pe} , C_{pi}) من الجدول رقم (٣ -
١٢) أما الجدول (٣ - ١٣) فيعطى العامل (C_p) الذى يدعى بمعامل القوة الإجمالية

والذي يمكن إستخدامه بدلاً من المعامل (Cp) المذكور أعلاه في الحالات الموضحة.

قيمة معامل الضغط الخارجى (Cp) للمنشآت المستطيلة المقطع وسقف أخير أنقى			
$1.5a < h \leq 6a$	$0.5a < h \leq 1.5a$	$h \leq 0.5a$	أبعاد المنشأ
			$a < b \leq 1.5a$
			$1.5a < b \leq 4a$
			$a < b \leq 1.5a$
			$1.5a < b \leq 4a$
- 1.2	- 1.1	- 0.8	$a < b < 1.5a$ التغطية
- 1.2	- 1.1	- 1.0	$1.5a \leq b < 4a$ السقفية
قيمة معامل الضغط الخارجى (Cp)			
وجهان متقابلان منفذان وجهان متقابلان غير منفذين	الوجه الأربعة غير منفذ	نوع الأسطح المعرضة إتجاه الرياح	
- 0.3	- 0.3	الرياح على الوجه غير المنفذ	
+0.2	-----	الرياح على الوجه المنفذ	
$h =$ ارتفاع المبنى	$a =$ عرض مسطح المبنى	$b =$ طول مسطح المبنى	

المجدول (٣-١٢)

معامل القوة الكلية C_F للمقاطع المختلفة						
b, a, h طول وعرض وإرتفاع المنشأ ، r نصف قطر زاوية المقطع ، V_a سرعة الرياح المميزة						
شكل وضمان المقطع	شكل وضمان المقطع		شكل وضمان المقطع	شكل وضمان المقطع	شكل وضمان المقطع	
النسبة h/b	النسبة h/b	النسبة h/b	النسبة h/b	النسبة h/b	النسبة h/b	النسبة h/b
$b = 48r$ $b = 12r$	$b = 48r$ $b = 12r$	$b = 12r$	—	لكافة الأسطح وللسطح الخشن	$V_a b < 6$ $V_a b \geq 6$	$V_a b \geq 6$ للسطح الناعم
1.2	0.7	0.8	1.0	0.7	0.5	> 1.0
1.2	0.8	0.8	1.1	0.7	0.5	> 2.0
1.4	0.9	1.0	1.2	0.8	0.5	5
1.6	1.0	1.1	1.2	0.9	0.5	10
1.7	1.1	1.2	1.3	1.0	0.6	20
2.1	1.3	1.4	1.4	1.2	0.6	∞
$b = 6r$	$b = 12r$	$a = 48r$ $a = 12r$	$V_a b \geq 10$	$V_a b < 10$	النسبة h/b	
0.5	0.9	0.9	0.5	0.8	> 1.0	
0.5	1.0	0.9	0.5	0.8	> 2.0	
0.5	1.1	1.1	0.5	0.9	5	
0.6	1.2	1.2	0.6	1.0	10	
0.6	1.5	1.3	0.6	1.0	20	
0.7	1.9	1.6	0.6	1.0	∞	

المجدول (٣-١٤)

٥ - لحساب القوة الإجمالية المطبقة على كامل المبنى بشكل أفقى ، يجرى تقسيم الإرتفاع الكلى إلى أقسام بارتفاعات جزئية ، وتحسب كل من (V_s) سرعة الرياح المميزة و (W_k) ضغط الرياح المميز فى أعلى كل منسوب أو جزء معتبر . حيث تعطى القوة الأفقية مقدرة بالنيوتين فى هذه الحالة :

$$F = W_k \cdot C_f \cdot A$$

حيث : A = مساحة السطح المعرض للرياح (متر مربع) .

وتجمع القوى لتعيين محصلتها جمعاً شعاعياً .

٦ - تحدد قوى دفع الرياح الأفقية فى منشآت الصوارى والمداخن والمآذن والأبراج ، وماشابه ذلك . من حاصل ضغط الرياح الأفقى المعتبر ، بمساحة القسم البارز الرأسى ، مع تحقيق شرط عامل الأمان ضد الإنقلاب بما لا يقل عن (١,٥) .

ويجوز أيضاً فى مثل هذه الحالات ، تقسيم المنشأ المدروس الى إرتفاعات جزئية كما ورد فى البند (٥) أعلاه ، مع إستخدام الجدول (٣ - ١٣) لتعيين معامل الشكل للمقاطع المختلفة .

★ الخلاصة :

نوجز خطوات الحساب السالفة الذكر ، للحصول على القوة الكلية الناتجة عن ضغط الرياح ، المؤثرة على كامل المنشأ ، على النحو التالى :

يجرى تقسيم المبنى المراد دراسته إلى إرتفاعات جزئية ، وتعين القوة المؤثرة على كل جزء على حدة حسب الترتيب التالى :

أ - يحسب ضغط الرياح المميز من العلاقة $W_k = 0.613 V_s^2$ وذلك بالاستعانة بقيم سرعة الهبات التى تتكرر كل ٥٠ سنة من الجدول

(٣ - ١١) مباشرة .

$$W_k = 0.613 V_s^2$$

$$V_s = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

ب - نوجد قيم معاملى الضغط الخارجى والداخلى (Cpi , Cpe) من الجدول (٣ - ١٢) ، والموافقين للحالة المعتمدة .

ج - تحسب قوة الرياح الكلية ، والمطبقة على المساحة (A) من المنشأ من العلاقة :

$$F = W_k \cdot A (C_{pe1} - C_{pe2})$$

C_{pe1} = معامل الضغط الخارجى على الوجه الخلفى عكس إتجاه الرياح .

حيث : C_{pe2} = معامل الضغط الخارجى على الوجه الأمامى فى إتجاه الرياح .

د - تُجمع القوى المؤثرة على الإرتفاعات الجزئية جمعاً شعاعياً للحصول على القوة الإجمالية . مع ملاحظة أنه :

يمكن إلى جانب الأمان إعتبار قيمة واحدة لـ (W_k) مطبقة فى قمة المنشأ .

هـ - تحسب قوة الرياح التى تطبق على السقف الأخير من العلاقة :

$$F = W_k \cdot A (C_{pe} - C_{pi})$$

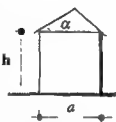
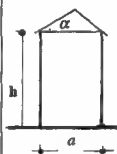
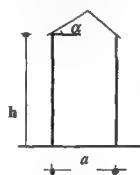
★★ ويمكن بطريقة ثانية إستخدام الجدول (٣ - ١٣) واعتبار أن قوة الرياح الإجمالية والمطبقة على المساحة (A) كما يلى :

$$F = W_k \cdot A \cdot C_f$$

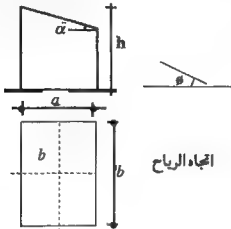
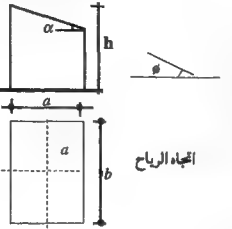
★ ملاحظة :

فى المباني ذات الارتفاع المنخفض ، أو المباني الأخرى ، التى يميل فيها

السقف الأخير عن الأفقى بزاوية معينة ، نستطيع استخدام الجدول (٣-١٤) .
لتحديد قيمة معامل الضغط الخارجى (Cpe) ، وبالتالى تحديد قوى الرياح المؤثرة
على هذه الأسقف .

معامل الضغط الخارجى علي السطح المائلة بالانماجين (Cpe)											
شكل المبنى			نسب أبعاد المبنى			الرياح		موازية للمبنى		عمودية على المبنى	
								طول المبنى = b عرض المبنى = a $h > 0.5 a$		طول المبنى = b عرض المبنى = a $1.5 \geq h > 1.5 b$	
الرياح			موازية للمبنى		عمودية على المبنى		موازية للمبنى		عمودية على المبنى		السطح المائل زاوية المبنى بالدرجات
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	0
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	5
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	10
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	20
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	30
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	40
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	45
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	50
الرياح	موازية للمبنى	عمودية على المبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	موازية للمبنى	الرياح	عمودية على المبنى	60

الجدول (٣-١٤) الحالة الأولى

معامل الضغط الخارجي على السطوح المائلة باتجاه واحد (Cpe)										
										شكل المبنى
المنطقة (b)					المنطقة (a)					المنطقة
180	135	90 *	45	0	180	135	90 *	45	0	كدرجة q درجة
-0.5	-0.9	-1.0 (-0.5)	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0 (-0.5)	-0.9	-0.5	5
-0.4	-0.8	-1.0 (-0.5)	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0 (-0.5)	-0.8	-0.5	10
-0.3	-0.6	-1.0 (-0.5)	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0	-1.0 (-0.5)	-0.7	-0.5	15
-0.2	-0.5	-0.9 (-0.5)	-1.0	-0.8	-1.0	-1.0	-0.9 (-0.5)	-0.6	-0.5	20
-0.1	-0.3	-0.8 (-0.5)	-1.0	-0.7	-0.9	-0.9	-0.8 (-0.5)	-0.6	-0.5	25
0	-0.1	-0.8 (-0.5)	-1.0	-0.5	-0.6	-0.6	-0.8 (-0.5)	-0.6	-0.5	30
* تعتمد القيم خارج الأقواس على طول a/2 من نهاية الجزء المواجه للرياح . أما القيم الموضوعة داخل الأقواس فتعتمد للجزء المتبقي.										

المجدول (٣-١٥) الحالة الثانية

٣-٥ أحمال الرياح فى المواصفات الأمريكية :

نص الكود الأمريكى .ANSI A58.1 الصادر عن جمعية المهندسين المدنيين الأمريكية فى فصله السادس على أحمال الرياح المستخدمة فى المباني .

٣-٥-١ عام :

توصف حالات تحديد أحمال الرياح على المباني ، والمنشآت الأخرى فى الفقرات التالية ، تستخدم هذه الفقرات لإيجاد حسابات أحمال الرياح فى نظم مقاومة قوة الرياح .

هناك بعض الدلائل المحددة لاستخدام اختبارات نفق الرياح ؛ لتحديد أحمال الرياح والاستجابة الإنشائية للمباني ، أو المنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة وذلك فى المباني ذات الاعتبار الخاص ، أو فى الحالات التى يجب أن تكون فيها أحمال الرياح أكثر دقة .

٣-٥-١-١ أحمال الرياح أثناء مراحل التشييد والبناء :

تضاف التقوية الملائمة لمقاومة أحمال الرياح على المكونات الإنشائية أثناء مراحل التشييد والبناء .

٣-٥-١-٢ الانقلاب والانزلاق :

يجب ألا يزيد العزم العكسى الناتج عن حمل الرياح $\frac{2}{3}$ العزم الناتج من الحمل الميت إلا إذا تم تثبيت البناء أو الإنشاء لمقاومة العزم الزائد .

وعندما تكون المقاومة الكلية الناتجة من الاحتكاك غير كافية لمنع الانزلاق ، تضاف قواعد الربط والإرساء لمقاومة قوة الانزلاق الزائد .

٣-٥-٢ تعريفات :

تنطبق التعريفات التالية على الاشتراطات الواردة فى هذا الجزء .

سرعة الرياح الأساسية (V) : أعلى سرعة للرياح عند ٣٣ قدم فوق سطح الأرض (١٠م) ، تقدر دقة الاحتمال السنوى بـ 0.02 .

المباني : المنشآت التى تغطى المساحة المدروسة .

العناصر والتكسيات : العناصر الإنشائية التى تحمل مباشرة أحمال الرياح ، أو تستقبل أحمال الرياح للمنشآت . وتنقل هذه الأحمال إلى نظام مقاومة قوة الرياح الرئيسية .

قوة التصميم (F) : القوة الاستاتيكية المكافئة والمستخدمة فى حساب أحمال الرياح للمنشآت غير المغلقة ، والمنشآت (يطلق عليها هنا المنشآت الأخرى) ، ويوضع فرض للقوة بأن يكون فعلها على المبنى الكلى أو العناصر فى الاتجاه الموازى للرياح ، ويختلف تقدير هذه القوة طبقاً للارتفاع ، وطبقاً لضغط السرعة q_z محسوبة على ارتفاع قدره z .

ضغط التصميم (p) : الضغط الاستاتيكي المكافئ المستخدم فى حساب أحمال الرياح على المباني ، ويفترض أن يكون الضغط فى اتجاه عمودى على السطح ، ويحدد كما يلى :

$p_z =$ الضغط المتغير الذى يتغير مع الارتفاع ، وطبقاً لضغط السرعة q_z ،
والذى تم تقديره عند ارتفاع z ، أو

$p_h =$ الضغط المنتظم بالنسبة للارتفاع والمحدد عن طريق ضغط السرعة q_h
والقدرة عند الارتفاع المتوسط للسطح h .

المباني والمنشآت المرنه :

المباني النحيفة والمنشآت الأخرى ، ذات الارتفاع الذى يفوق ٥ أضعاف البعد الأفقى الأدنى ، أو التردد الطبيعى الأساسى أقل من 1 Hz ، وفى الحالات

التي تكون فيها الأبعاد الأفقية مختلفة مع الارتفاع يستخدم أقل بعد أفقى عند منتصف الارتفاع .

معامل الأهمية (I) : معامل لحساب درجة الخطورة إلى حياة الإنسان وأهمية استخدام المنشأ .

نظام مقاومة قوة الرياح الرئيسية : تجمع العناصر الإنشائية الرئيسية لإضافة دعامة للأعضاء الثانوية ، ويستقبل النظام الرئيسى أحمال الرياح من الأماكن البعيدة بطريقة نسبية ، ومثال ذلك : الإطارات المدعومة ، والإطارات الصلبة ، والجمالون الفراغى ، وحواجز الأسقف والأسطح ، وحوائط القص .

منشآت أخرى : المباني والمنشآت غير المغلقة .

المساحة الفرعية (A) : تستقبل هذه المساحة أحمال الرياح التي يفترض كونها قائمة على تدعيم من العنصر الإنشائى المأخوذ فى الاعتبار .

فى المساحة الفرعية المستطيلة الشكل يجب ألا يقل العرض عن ثلث الطول.

٣-٥-٣ الرموز وعلامات الترقيم:

تقدم الرموز وعلامات الترقيم التالية للاستخدام فى هذا الجزء :

A = المساحة الفرعية (قدم^٢) .

e = عرض منطقة الضغط (قدم) .

A_f = مساحة المنشآت الأخرى أو المكونات فى الاتجاه العمودى على اتجاه الرياح (قدم^٢) .

B = البعد الأفقى للمباني أو المنشآت الأخرى ، مقاساً فى اتجاه عمودى على اتجاه الرياح (قدم) .

C_D = معامل مركبة القوة الأفقية لقوة الرياح على البرج .

- C_F = معامل القوة المستخدمة فى حساب أحمال الرياح للمنشآت الأخرى .
- C_L = معامل القوة لأجزاء المصعد لقوة الرياح على البرج .
- C_p = معامل الضغط الخارجى المستخدم فى حساب أحمال الرياح على المبانى .
- C_{pi} = معامل الضغط الداخلى المستخدم فى حساب أحمال الرياح على المبانى .
- D = قطر المنشأ الدائرى أو العنصر (قدم) .
- D = عمق العناصر البارزة (قدم) .
- F = قوة رياح التصميم (رطل) .
- f = قيمة التردد الأساسية للاهتزازات (هيرتز) .
- G = معامل الاستجابة لهبة الرياح أو العاصفة .
- \bar{G} = معامل استجابة نظام مقاومة قوة الرياح فى المبانى والمنشآت المرنة لهبة الرياح أو العاصفة .
- G_h = معامل استجابة نظم مقاومة قوة الرياح الرئيسية لهبة الرياح أو العاصفة مقدراً على ارتفاع ($z = h$) .
- G_z = معامل استجابة المكونات والتغطيات لهبة الرياح أو العاصفة ، المقدر عند ارتفاع Z فوق سطح الأرض .
- $G C_p$ = ناتج ضرب $G \times C_p$.
- $G C_{pi}$ = ناتج ضرب $G \times C_{pi}$.
- h = ارتفاع السطح المتوسط للبناء أو ارتفاع المنشأة الأخرى ، وذلك باستثناء احتمال استخدام الارتفاع الكلى (إلى زرف السطح) ، وذلك على ألا يقل انحدار السطح ، عن ١٠ درجة / قدم .
- I = معامل الأهمية .
- K_z = معامل ضغط السرعة المعرضة عند ارتفاع Z .
- L = البعد الأفقى للمبنى أو المنشأة الأخرى الموازية لاتجاه الرياح مقاساً فى اتجاه موازى لاتجاه الرياح (قدم) .

- M = البعد الأكبر لللافتة (قدم) .
- N = البعد الأصغر لللافتة (قدم) .
- p = ضغط التصميم المستخدم فى حساب أحمال الرياح للمباني (رطل/قدم²) .
- p_h = ضغط التصميم المحسوب على ارتفاع $z = h$ (رطل/قدم²) .
- p_z = ضغط التصميم الذى تم تقديره عند ارتفاع z فوق سطح الأرض (رطل/قدم²) .
- q = ضغط السرعة (رطل/قدم²) .
- q_h = ضغط السرعة الذى تم تقديره عند ارتفاع $z = h$ (رطل/قدم²) .
- q_z = ضغط السرعة الذى تم تقديره عند ارتفاع z فوق سطح الأرض (رطل/قدم²) .
- r = نسبة الارتفاع إلى البحر للأسطح القوسية .
- V = سرعة الرياح الأساسية الناتجة من (الشكل ٣-١١) ، وجدول (٣-١٦) ، ميل/ساعة
- X = المسافة من مركز الضغط للحافة المقابلة للرياح (قدم) .
- z = الارتفاع فوق سطح الأرض (قدم) .
- e = نسبة المساحة الصلبة للمساحة الكلية من اللافتة المفتوحة ، ووجه البرج الجمالونى ، أو المنشأة المتشابكة .
- θ = زاوية ميل السقف الأفقية مقاسة بالدرجات .
- v = نسبة الارتفاع إلى العرض فى اللافتة .
- ϕ = الزاوية بين اتجاه الرياح والبرج بالدرجات .

٢-٥-٤ حساب (أحمال الرياح) :

٣-٥-٤-١ عام :

أحمال الرياح التصميمية على للمباني والمنشآت الأخرى ، ككل أو العناصر

المفردة أو التكسيات ، ويحسب باستخدام إحدى الطرق التالية :

١- الطريقة التحليلية طبقاً لما جاء فى الفقرة (٣-٤-٥-٣).

٢- طريقة نفق الرياح طبقاً لما جاء فى الفقرة (٣-٤-٥-٤).

٣-٤-٥-٣ الطريقة التحليلية :

سيتم تحديد ضغط الرياح وقوى رياح التصميم للمباني والمنشآت الأخرى

طبقاً للمعادلات المذكورة فى جدول (٣-١٦) ، باستخدام الطريقة التالية :

١ - تحديد ضغط السرعة q (qz أو qh) طبقاً لاشتراطات الجزء الخاص
بسرعة الضغط .

٢ - معامل الاستجابة لهبة الرياح أو العاصفة G المحدد ، طبقاً لما جاء فى
الفقرة الخاصة بها .

٣ - الضغط الملتمس أو معادلات القوة ، التى تم اختيارها من الفقرة الخاصة
بها .

المعادلات التى جاءت فى (جدول ٣-١٦) لحساب :

١ - حمل الرياح على نظم مقاومة قوة الرياح الأساسية .

٢ - حمل الرياح على العناصر المفردة والتكسيات .

أقل حد لحمل رياح التصميم :

لا يقل حمل الرياح المستخدم فى تصميم نظام مقاومة قوة الرياح الأساسية ،

فى المباني والمنشآت الأخرى عن (١٠ رطل/قدم^٢) \times مساحة المبنى أو المنشأة ،

فى اتجاه رأسى عمودى على اتجاه الرياح .

يؤخذ فرق الضغط بين الأوجه المقابلة فى الاعتبار فى حساب أحمال رياح

التصميم للعناصر والتكسيات للمباني ، على ألا يقل الضغط عن

(١٠ رطل/قدم^٢) فى أى اتجاه عمودى على السطح .

لا يقل حمل الرياح المستخدم فى تصميم العناصر والتكسيات للمنشآت الأخرى عن (١٠ رطل/قدم^٢) × المساحة المسقطة A_f .

حدود الطريقة التحليلية :

إن ما جاء فى الفقرة السابقة ينطبق على معظم المباني والمنشآت الأخرى، لكن لابد للمصمم أن يحتاط فى الحكم المطلوب لهذه المباني والمنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة ، وسمات الاستجابة لشدة الرياح ، وكذلك الاعتبارات الخاصة .

وفى مثل هذه المواقف على المصمم أن يرجع للتدوين المميز للوثائق المتعلقة بآثار حمل الرياح أو يستخدم طريقة نفق الرياح الواردة فى الفقرة التالية .

المباني :

مثال للمبنى ذى الشكل الهندسى غير المنتظم ؛ حيث تطبق اشتراطات الفقرة السابقة (القبه) .

منشآت أخرى :

مثال لمنشآت أخرى ، حيث لا تكون اشتراطات الطريقة التحليلية قابلة للتطبيق (الكبارى) .

المباني والمنشآت المرنة :

تأخذ الاشتراطات التى جاءت فى فقرة (الطريقة التحليلية) فى الاعتبار ، تأثير قيمة الحمل الناتج عن هبة الرياح أو العاصفة على ألا تشمل السماح للرياح العارضة أو حمل الالتواء .

Design wind loading

Buildings

Other structures

Buildings

Other structures

Main wind-force resisting systems

$$p = q(C_{d1}C_{p1} - q_1(CG_{p1})^{1/2})^{1/2}$$

q_1 : for windward wall evaluated at height z above ground
 q_1 : for leeward wall, side walls, and roof evaluated at mean roof height
 C_{d1} : given in Table 8
 C_{p1} : given in Fig. 3 (Tables 10 for arched roofs)
 CG_{p1} : given in Table 9

$$F = q_1G_1C_dA_r$$

q_1 : evaluated at height z above ground
 G_1 : given in Table 8
 C_d : given in Tables 11-16
 A_r : projected area normal to wind†

$$p = q_1\overline{C}_{d1}C_{p1}$$

q_1 : for windward wall evaluated at height z above ground
 q_1 : for leeward wall evaluated at mean roof height
 \overline{C}_{d1} : obtained by rational analysis
 C_{p1} : given in Fig. 2

$$F = q_1\overline{C}_{d1}C_dA_r$$

q_1 : evaluated at height z above ground
 \overline{C}_{d1} : obtained by rational analysis
 C_d : given in Tables 11-16
 A_r : projected area normal to wind†

$h \leq 60$ ft

$h > 60$ ft

Components and cladding†

$$p = q_1(CG_{p1}) - (CG_{p1})^{1/2}$$

q_1 : evaluated at mean roof height using Exposure C (see 6.5.3) for all terrain
 CG_{p1} : given in Figs. 3a and 3b
 CG_{p1} : given in Table 9

$$p = q_1(CG_{p1}) - (CG_{p1})^{1/2}$$

q_1 : for positive pressure evaluated at height z above ground
 q_1 : for negative pressure evaluated at mean roof height
 CG_{p1} : given in Fig. 4†
 CG_{p1} : given in Table 9

$$F = q_1G_1C_dA_r$$

q_1 : evaluated at height z above ground
 G_1 : given in Table 8
 C_d : given in Tables 11-16
 A_r : projected area normal to wind†

$$p = q_1(CG_{p1}) - (CG_{p1})^{1/2}$$

q_1 : for positive pressure evaluated at height z above ground
 q_1 : for negative pressure evaluated at mean roof height
 CG_{p1} : given in Fig. 4
 CG_{p1} : given in Table 9

$$F = q_1G_1C_dA_r$$

q_1 : evaluated at height z above ground
 G_1 : given in Table 8
 C_d : given in Tables 11-16
 A_r : projected area normal to wind†

†Positive pressure acts toward surface and negative pressure acts away from surface; values of external and internal pressures shall be combined algebraically to ascertain most critical load.

‡Pressure shall be applied simultaneously on windward and leeward walls and on roof surfaces as shown in Fig. 2.

† h is the projected area normal to the wind except where C_f is given for the surface area.

‡Major structural components supporting tributary areas greater than 700 ft² in extent may be designed using the provisions for main wind-force resisting systems.

§In the design of components and cladding for buildings having a mean roof height h , 60 ft $< h < 90$ ft, CG_{p1} values of Fig. 3 may be used provided q is taken as q_h and Exposure C (see 6.5.3) is used for all terrain.

NOTE: Pressures are in pounds per square foot; forces are in pounds.

جدول (١٦ - ٣)
منظط الرياح التصنيي P وقوة الرياح F

٣-٥-٤ طريقة أنفاق الرياح :

قد تستخدم اختبارات أنفاق الرياح المستنتجة أو الاختبارات المشابهة فى تحديد أحمال الرياح ، بدلاً من الطريقة التحليلية ، وهذه الطريقة مفضلة فى المباني والمنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة .

٣-٥-٥ ضغط السرعة :

طريقة حساب ضغط السرعة :

يتم حساب ضغط السرعة q_z على الارتفاع z ، من العلاقة :

$$q_z = 0.00256 K_z (IV)^2$$

حيث تختار سرعة الرياح الأساسية V ، طبقاً لما سيذكر فى الفقرة التالية ، أما I فتأخذ من جدول (٣-١٧) ، و K_z من جدول (٣-١٨) ، أما الثابت العددي يستخدم 0.00256 إلا إذا كانت هناك اشتراطات أخرى بالنسبة للطقس .

اختيار سرعة الرياح الأساسية :

يتم اختيار سرعة الرياح الأساسية V المستخدمة فى حساب أحمال رياح التصميم على المباني والمنشآت الأخرى من جدول (٣-٢٠) مع مراعاة سرعات الرياح فى المناطق الخاصة .

٣-٥-٦ عوامل استجابة هبة الرياح (أو العاصفة) :

عوامل استجابة هبة الرياح أو العاصفة لدراسة تأثيرها على المباني والمنشآت الأخرى فى بعض الحالات تكون القيمة (G_{cp}) ، (G_{Cpi}) هى القيمة المؤثرة . لإيجاد قيمة G_z ، G_h انظر الجدول (٣-٢١) .

٣-٥-٧ معاملات ضغط وقوى الرياح :

معاملات ضغط وقوى الرياح على المباني والمنشآت الأخرى وعناصرها وتكسياتها مذكورة فى الأشكال (٣-١١) ، (٣-١٢) ، (٣-١٣) والجداول من (٣-٢٢) إلى (٣-٢٨) .

Category*	I	
	100 miles from hurricane oceanline and in other areas	At hurricane oceanline
I	1.00	1.05
II	1.07	1.11
III	1.07	1.11
IV	0.95	1.00

*See 1.4 and Table 1.

NOTES:

- (1) The building and structure classification categories are listed in Table 1.
- (2) For regions between the hurricane oceanline and 100 miles inland the importance factor I shall be determined by linear interpolation.
- (3) Hurricane oceanlines are the Atlantic and Gulf of Mexico coastal areas.

جدول (٣-١٧)

Height above ground level, z (feet)	K_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 - 15	0.12	0.37	0.80	1.20
20	0.15	0.42	0.87	1.27
25	0.17	0.46	0.93	1.32
30	0.19	0.50	0.98	1.37
40	0.23	0.57	1.06	1.46
50	0.27	0.63	1.13	1.52
60	0.30	0.68	1.19	1.58
70	0.33	0.73	1.24	1.63
80	0.37	0.77	1.29	1.67
90	0.40	0.82	1.34	1.71
100	0.42	0.86	1.38	1.75
120	0.48	0.93	1.45	1.81
140	0.53	0.99	1.52	1.87
160	0.58	1.05	1.58	1.92
180	0.63	1.11	1.63	1.97
200	0.67	1.16	1.68	2.01
250	0.78	1.28	1.79	2.10
300	0.88	1.39	1.88	2.18
350	0.98	1.49	1.97	2.25
400	1.07	1.58	2.05	2.31
450	1.16	1.67	2.12	2.36
500	1.24	1.75	2.18	2.41

NOTES:

- (1) Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.
- (2) For values of height z greater than 500 feet, K_z may be calculated from Eq. C3 in the Commentary.
- (3) Exposure categories are defined in 6.5.3.

جدول (١٨-٣)

Location	V (mph)
Hawaii	80
Puerto Rico	95

NOTE: The unique topographical features common to the islands of Hawaii and Puerto Rico suggest that it may be advisable to adjust the values given in Table 7 to account for locally higher winds for structures sited near mountainous terrain, gorges, and ocean promontories.

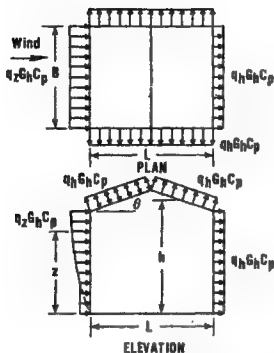
جدول (١٩-٣)

Height above ground level, z (feet)	G_h and G_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 - 15	2.36	1.65	1.32	1.15
20	2.20	1.59	1.29	1.14
25	2.09	1.54	1.27	1.13
30	2.01	1.51	1.26	1.12
40	1.88	1.46	1.23	1.11
50	1.79	1.42	1.21	1.10
60	1.73	1.39	1.20	1.09
70	1.67	1.36	1.19	1.08
80	1.63	1.34	1.18	1.08
90	1.59	1.32	1.17	1.07
100	1.56	1.31	1.16	1.07
120	1.50	1.28	1.15	1.06
140	1.46	1.26	1.14	1.05
160	1.43	1.24	1.13	1.05
180	1.40	1.23	1.12	1.04
200	1.37	1.21	1.11	1.04
250	1.32	1.19	1.10	1.03
300	1.28	1.16	1.09	1.02
350	1.25	1.15	1.08	1.02
400	1.22	1.13	1.07	1.01
450	1.20	1.12	1.06	1.01
500	1.18	1.11	1.06	1.00

NOTES:

- (1) For main wind-force resisting systems, use building or structure height $h = z$.
- (2) Linear interpolation is acceptable for intermediate values of z .
- (3) For height above ground of more than 500 feet, Eq. C5 of the Commentary may be used.
- (4) Value of gust response factor shall be not less than 1.0.

جدول (۲-۳)



Wall Pressure Coefficients, C_p

Surface	L/B	C_p	For use with
Windward wall	All values	0.8a	q_z
	0-1	-0.5*	
Leeward wall	2	-0.3	q_h
	>4	-0.2	
Side walls	All values	-0.7	q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p , for Use with q_p

		Windward									
		Angle, θ (degrees)									
Wind direction	h/L	0	10-15	20	30	40	50	> 60			
Normal to ridge	<0.3	-0.7	0.2*	0.2	0.3	0.4	0.5	0.01 θ	-0.7		
	0.5	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01 θ			
	1.0	-0.7	-0.9	-0.75	-0.2	0.3	0.5	0.01 θ			
	>1.5	-0.7	-0.9	-0.9	-0.9	-0.35	0.2	0.01 θ			
Parallel to ridge	h/B or h/L < 2.5				-0.7				-0.7		
	h/B or h/L > 2.5				-0.8				-0.8		

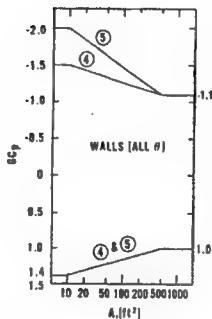
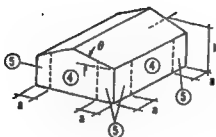
*Both values of C_p shall be used in assessing load effects.

NOTES:

- (1) Refer to Table 10 for arched roofs.
- (2) For flexible buildings and structures, use appropriate \bar{C} as determined by rational analysis.
- (3) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (4) Linear interpolation may be used for values of θ , h/L , and L/B ratios other than shown.
- (5) Notation:

- z : Height above ground, in feet
 h : Mean roof height, in feet, except that nave height may be used for $\theta < 10$ degrees
 $q_h q_z$: Velocity pressure, in pounds-force per square foot, evaluated at respective height
 G : Gust response factor
 B : Horizontal dimension of building, in feet, measured normal to wind direction
 Z : Horizontal dimension of building, in feet, measured parallel to wind direction
 θ : Roof slope from horizontal, in degrees

شكل (١١-٣)

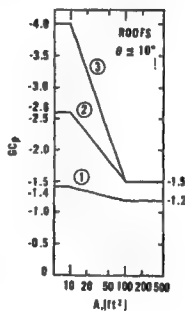
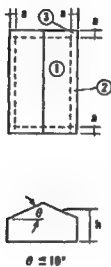
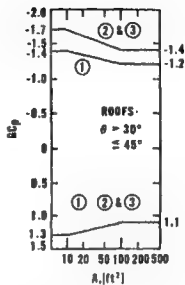
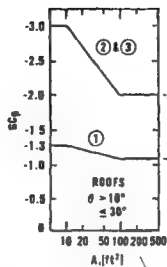
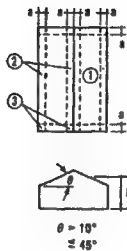


Walls
(a)

NOTES:

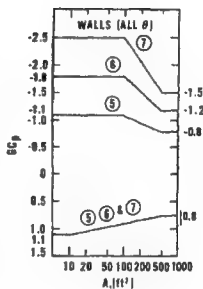
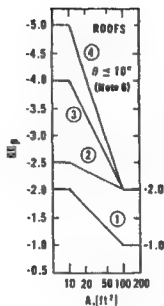
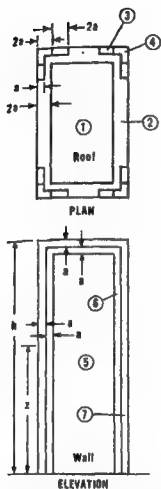
- (1) The vertical scale denotes GC_p to be used with q_s based on Exposure C.
- (2) The horizontal scale denotes the tributary area A , in square feet.
- (3) External pressure coefficients for walls may be reduced by 10% when $\theta \leq 10$ degrees.
- (4) If a parapet equal to or higher than 3 ft is provided around the perimeter of roof with $\theta \leq 10$ degrees, zone 3 may be treated as zone 2.
- (5) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (6) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
- (7) Notation: a : 10% of minimum width or $0.4A$, whichever is smaller, but not less than either 4% of minimum width or 3 feet; h : mean roof height, in feet, except that eave height may be used when $\theta \leq 10$ degrees; and θ : roof slope from horizontal, in degrees.

شکل (۱۲-۳)



Roofs
(b)

تابع شكل (٣-١٢)



NOTES:

- (1) Vertical scale denotes GC_p to be used with appropriate q , or q_n .
- (2) Horizontal scale denotes tributary area A , in square feet.
- (3) Use q_n with negative values of GC_p and q with positive values of GC_p .
- (4) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
- (5) If a parapet equal to or higher than 3 ft is provided around the roof perimeter, Zones 3 and 4 may be treated as Zone 2.
- (6) For roofs with slope of more than 10 degrees, use GC_p from Fig. 3b and attendant q_n based on Exposure C.
- (7) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (8) Notation: a : 5% of minimum width or 0.5A, whichever is smaller; h : mean roof height, in feet; and z : height above ground, in feet.

شکل (۱۳-۳)

Condition		GC_{pi}
Condition I	All conditions except as noted under condition II.	+0.25
		-0.25
Condition II	Buildings in which both of the following are met:	+0.75
		-0.25
	1. Percentage of openings in one wall exceeds the sum of the percentages of openings in the remaining walls and roof surfaces by 5% or more, and	
	2. Percentage of openings in any one of the remaining walls or roof do not exceed 20%.	

NOTES:

- (1) Values are to be used with q_e or q_h as specified in Table 4.
- (2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (3) To ascertain the critical load requirements for the appropriate condition, two cases shall be considered: a positive value of GC_{pi} applied simultaneously to all surfaces, and a negative value of GC_{pi} applied to all surfaces.
- (4) Percentage of openings in a wall or roof surface is given by ratio of area of openings to gross area for the wall or roof surface considered.

جدول (٣-٢١)

Condition	Rise-to-span ratio, r	C_p		
		Windward quarter	Center half	Leeward quarter
Roof on elevated structure	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 < r < 0.3^*$	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 < r < 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Roof springing from ground level	$0 < r < 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*When the rise-to-span ratio is $0.2 < r < 0.3$, alternate coefficients given by $6r - 2.1$ shall also be used for the windward quarter.

NOTES:

- (1) Values listed are for the determination of average loads on main windforce resisting system.
- (2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
- (3) For components and cladding: (a) at roof perimeter, use the external pressure coefficients in Fig. 3b with θ based on spring-line slope and q_h based on Exposure C (b) and for remaining roof areas, use external pressure coefficients of this table multiplied by 1.2 and q_h based on Exposure C.

جدول (٣-٢٢)

θ (degrees)	C_f for L/B Values of:						
	5	3	2	1	1/2	1/3	1/5
10	0.2	0.25	0.3	0.45	0.55	0.7	0.75
15	0.35	0.45	0.5	0.7	0.85	0.9	0.85
20	0.5	0.6	0.75	0.9	1.0	0.95	0.9
25	0.7	0.8	0.95	1.15	1.1	1.05	0.95
30	0.9	1.0	1.2	1.3	1.2	1.1	1.0

θ (degrees)	Location of Center of Pressure, X/L , for L/B Values of:		
	2 to 5	1	1/5 to 1/2
10 to 20	0.35	0.3	0.3
25	0.35	0.35	0.4
30	0.35	0.4	0.45

NOTES:

- (1) Wind forces act normal to the surface and shall be directed inward or outward.
- (2) Wind shall be assumed to deviate by ± 10 degrees from horizontal.
- (3) Notation:
 B : dimension of roof measured normal to wind direction, in feet;
 L : dimension of roof measured parallel to wind direction, in feet;
 X : distance to center of pressure from windward edge of roof, in feet;
 θ : angle of plane of roof from horizontal, in degrees.

جدول (٢٣-٣)

Shape	Type of surface	C_f for h/D Values of:		
		1	2	2.5
Square (wind normal to a face)	All	1.3	1.4	2.0
Square (wind along diagonal)	All	1.0	1.1	1.5
Hexagonal or octagonal ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	All	1.0	1.2	1.4
Round ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	Moderately smooth	0.5	0.6	0.7
	Rough ($D'/D \approx 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Very rough ($D'/D \approx 0.08$)	0.8	1.0	1.2
Round ($D\sqrt{q_z} < 2.5$)	All	0.7	0.8	1.2

NOTES:

- (1) The design wind force shall be calculated based on the area of the structure project on a plane normal to the wind direction. The force shall be assumed to act parallel to the wind direction.
- (2) Linear interpolation may be used for h/D values other than shown.
- (3) Notation:
 D : diameter or least horizontal dimension, in feet;
 D' : depth of protruding elements such as ribs and spoilers, in feet; and
 h : height of structure, in feet.

جدول (٢٤-٣)

At Ground Level		Above Ground Level	
v	C_f	M/N	C_f
<3	1.2	<6	1.2
5	1.3	10	1.3
8	1.4	16	1.4
10	1.5	20	1.5
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
>40	2.0	>80	2.0

NOTES:

- (1) Signs with openings comprising less than 30% of the gross area shall be considered as solid signs.
- (2) Signs for which the distance from the ground to the bottom edge is less than 0.25 times the vertical dimension shall be considered to be at ground level.
- (3) To allow for both normal and oblique wind directions, two cases shall be considered:
 - (a) resultant force acts normal to sign at geometric center and
 - (b) resultant force acts normal to sign at level of geometric center and at a distance from windward edge of 0.3 times the horizontal dimension.
- (4) Notation:
 - v : ratio of height to width;
 - M : larger dimension of sign, in feet; and
 - N : smaller dimension of sign, in feet.

جدول (٣-٢٥)

C_f			
a	Flat-Sided Members	Rounded Members	
		$D\sqrt{q_z} < 2.5$	$D\sqrt{q_z} > 2.5$
< 0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 to 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 to 0.7	1.6	1.5	1.1

NOTES:

- (1) Signs with openings comprising 30% or more of the gross area are classified as open signs.
- (2) The calculation of the design wind forces shall be based on the area of all exposed members and elements projected on a plane normal to the wind direction. Forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.
- (3) The area A_f consistent with these force coefficients is the solid area projected normal to the wind direction.
- (4) Notation:
 - a : ratio of solid area to gross area and
 - D : diameter of a typical round member, in feet.

جدول (٣-٢٦)

C_f

Square towers		Triangular towers	
< 0.025	4.0	3.6	
0.025 to 0.44	4.1 - 5.2 ϵ	3.7 - 4.5 ϵ	
0.45 to 0.69	1.8	1.7	
0.7 to 1.0	1.3 + 0.7 ϵ	1.0 + ϵ	

NOTES: The area A_f consistent with these force coefficient is the solid area of the front face projected normal to the wind direction.

(1) Force coefficients are given for towers with structural angles or similar flat-sided members.

(2) For towers with rounded members, the design wind force shall be determined using the values in the table multiplied by the following factors:

$$\begin{aligned} \epsilon \leq 0.29, & \text{ factor} = 0.67 \\ 0.3 \leq \epsilon \leq 0.79, & \text{ factor} = 0.67\epsilon + 0.47 \\ 0.8 \leq \epsilon \leq 1.0, & \text{ factor} = 1.0 \end{aligned}$$

(3) For triangular section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face.

(4) For square section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face. To allow for the maximum horizontal wind load, which occurs when the wind is oblique to the faces, the wind load acting normal to a tower face shall be multiplied by the factor $1.0 + 0.75 \epsilon$ for $\epsilon < 0.5$ and shall be assumed to act along a diagonal.

(5) Wind forces on tower appendances, such as ladders, conduits, lifts, elevators, and the like, shall be calculated using appropriate force coefficients for these elements.

(6) For guyed towers, the cantilever portion of the tower shall be designed for 125% of the design force.

(7) A reduction of 25% of the design force in any span between guys shall be made for determination of controlling moments and shears.

(8) Notation:

ϵ : ratio of solid area to gross area of tower face, and
D: typical member diameter, in feet.

(٧٧-٣) جدول

ϕ (degrees)	C _D	C _L
10	0.05	0.05
20	0.1	0.15
30	0.2	0.3
40	0.35	0.35
50	0.6	0.45
60	0.8	0.45
70	1.05	0.35
80	1.15	0.2
90	1.2	0

NOTES:

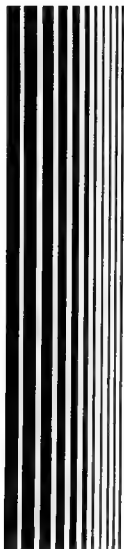
(1) The force coefficients shall be used in conjunction with exposed area of the tower guy in square feet, calculated as chord length multiplied by guy diameter.

(2) Notation:

C_D: force coefficient for the component of force acting in direction of the wind.

C_L: force coefficient for the component of force acting normal to direction of the wind and in the plane containing the angle ϕ .
 ϕ : angle between wind direction and chord of the guy, in degrees.

(٧٨-٣) جدول



الفصل الرابع

الزلازل

وتأثيرها على المنشآت



٤-١ مقدمة :

تعتبر الزلازل من أهم الأخطار التي تتعرض لها جميع المنشآت بصفة عامة ونظراً للأثر الكبير الذي يحدثه الإخلال بالتوازن القشرة الأرضية على المنشآت المدنية والصناعية والعسكرية المقامة على سطح الأرض أو تحت سطح الأرض فقد أجريت دراسات وأبحاث ميدانية لاستنتاج الأسس والاشتراطات التي تمنع أو تقلل خطر انهيار المنشأ.

إن تاريخ البشرية به العديد من السجلات القديمة وبلغات مختلفة قامت بوصف حركة الزلازل وقدمت لنا وصفاً دقيقاً لطبيعة هذه الهزات ومن كتبنا العربية نجد:

" الصلصلة في وصف الزلزلة " تأليف الإمام جلال الدين السيوطي سنة

١١٨١هـ.

ولو نظرنا إلى القرآن الكريم لوجدنا هذه الآية الكريمة :

بسم الله الرحمن الرحيم

« أَمْ نَمِيتُ مَنْ فِي السَّمَاءِ أَنْ يَخْسِفَ بِكُمُ الْأَرْضَ فَإِذَا هِيَ تَمُورُ »

صدق الله العظيم

(سورة الملك - آية ١٦)

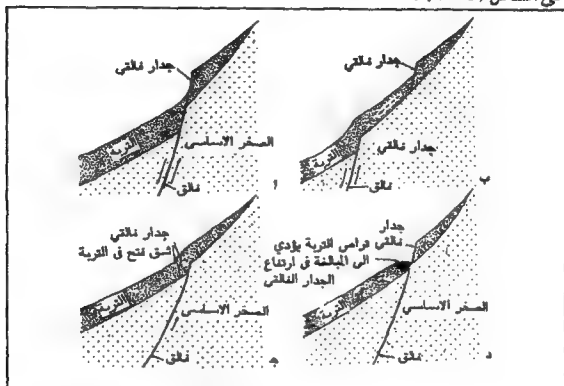
وقمور حسب تفسير ابن كثير أى تذهب وتجيء وتضطرب (وهو وصف دقيق

للمحركة الموجية الناجمة من الزلازل).

٤-٢ العوامل المسببة للهزات الأرضية :

إن الأسباب النهائية لتكوين الفوالق والالتواءات ، والبراكين والزلازل وغيرها من العمليات الجيولوجية لاتزال غير معروفة إلا أن بعض تلك الأسباب المباشرة معروفة فيما يتعلق ببعض الزلازل السطحية على الأقل . وهى تعود لحدوث تصدعات فى صخور القشرة الأرضية حيث تنتج حركة الزلازل . ونعرف

ذلك من تكون جدران فالقية وقت حدوث الزلزال . ومقدار الإزاحة التي تظهر على السطح ليس على الغالب دليلاً دقيقاً على مقدار الحركة في الأعماق ويتضح ذلك في الشكل (٤ - ١) .



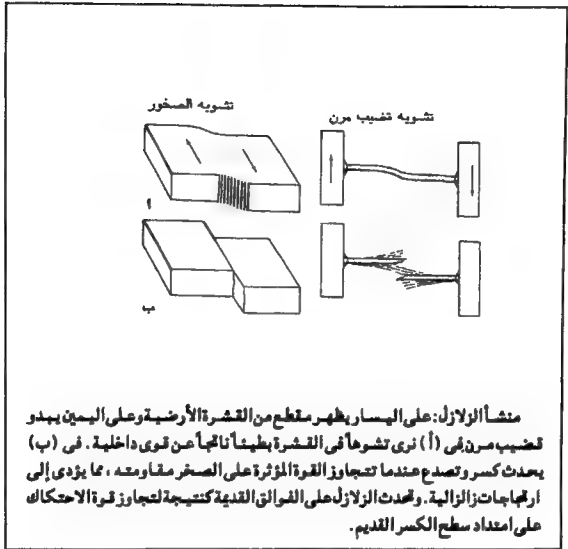
الشكل (٤ - ١) أنواع المجدران الفالقية

وتصدر عن هذه الحركات اهتزازات تعتبر حجر الأساس في دراسة علوم الزلازل . وسرعة انتقال هذه الاهتزازات سواء الناتجة عن حدوث زلازل أرضية أو عن التفجيرات الاصطناعية في الأرض تقدم لنا الكثير من المعلومات عن أنواع الصخور وتركيبها تحت السطح .

إن الصدع هو واحد من العمليات الجيولوجية القليلة التي تحدث فجأة وتصحبها كارثة وتحدث الزلازل الأرضية عندما تنطلق الصخور في حركة مفاجئة

بسبب التصدعات . ويبدو أن الحركة فى باطن الأرض هى فى واقع أمرها بطيئة . ولا يحدث التشقق إلا عندما تتجمع قوى تتجاوز حد مقاومة الصخور . ونعرف ذلك من الحركات البطيئة التى لوحظت على بعض الفوالق النشطة . وهو ما تمّت ملاحظته أولاً بعد زلزال عام ١٩٠٦ فى سان فرانسيسكو على فالق سان اندرياس . وقد دلت الأرقام التى تجمعت بعد المسح الذى أجرى على المنطقة قبل الزلزال وبعده على حركة أفقية مقدارها عشرون قدماً وهو ما يتفق مع القيمة الحسابية للحركة البطيئة التى كانت معروفة سابقاً ، أى أن جزءاً من الطاقة كان يختزن باستمرار مما يتفق ونظرية الارتداد المرن القائلة بأن الزلازل تحدث عندما يصبح مخزون الطاقة المتجمعة بسبب التشويه المرن فى الصخور على جانبى الفالق من القوة بحيث يتغلب على مقاومة الاحتكاك على امتداد سطح الفالق أنظر الشكل (٤ - ٢) وتوضح هذه النظرية التشوهات السطحية الناتجة عن معظم الزلازل وقد يؤدى احتكاك الكتل الصخرية على امتداد سطح الفالق إلى توقف حركتها ، فلا يتم تصريف الجهد القائم على ذلك السطح دفعة واحدة ، وهكذا فقد تم الكشف عن حركة زحف بطيئة على امتداد عدة فوالق فى كاليفورنيا وهو ما يتفق كذلك ونظرية الارتداد المرن .

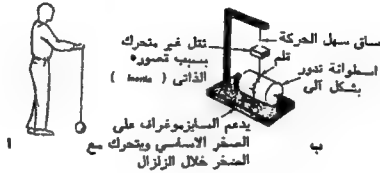
إن نظرية الارتداد المرن تفسر إلى حد ما الزلازل السطحية ، وهى التى منشؤها فى القشرة الأرضية وقد يختلف الوضع تماماً فيما يتعلق بالزلازل العميقة حيث أن الضغط فى العمق يزيد من فعالية معامل الاحتكاك على سطح الفالق ويجعلها أكبر من قوة الصخور فتصبح الحركة عندئذ غير ممكنة أو حتى مستحيلة ولهذا استلزم وضع نظام يفسر مثل هذه الصدوع العميقة حيث أن نظرية الارتداد المرن تصبح غير صالحة فى مثل هذه الحالة . ويعتمد التفسير على أن الزيادة فى الضغط تتسبب فى إعادة تبلور جزئيات الصخور حيث تزداد كثافة المعادن فيتقلص حجم الصخور الأصلية مما يؤدى إلى حدوث انهيارات فى العمق محدثة بذلك الزلازل .



شكل (٤-٢)

٤-٣ أنواع الأمواج الاهتزازية

يستعمل لتسجيل الزلازل جهاز يسمى راصد الزلازل (السيزموجراف)
انظر الشكل (٤ - ٣) وهناك ثلاثة أنواع من الأمواج تنتشرها الهزة الأرضية انظر
الشكل (٤ - ٤) ، وهي :



كيفية عمل السيزموغراف:

أ - يبين الوزن المعلق يخطط كيفية عمل السيزموغراف. فإذا تحركت اليد بسرعة فإن الوزن يبقى ثابتاً.

ب - في هذا الموديل نجد السيزموغراف مثبتاً على الصخر الأساسي، ويتحرك عندما تهتز الأرض. وبما أن الثقل يبقى ثابتاً فإن القلم يسجل الحركة النسبية بين ورق التسجيل الذي يتحرك مع الصخر الأساسي والثقل الذي لا يتحرك. إن السيزموغراف مصمم ليتجاوب مع الحركة باتجاه واحد. فهذا من استخدام بندول فإن الأثقال تعلق كالأبواب، وبذا لا يستجيب إلا مع الحركة الأفقية في زاوية قائمة على السطح المرفوع عليه الثقل.

شكل (٤ - ٣)

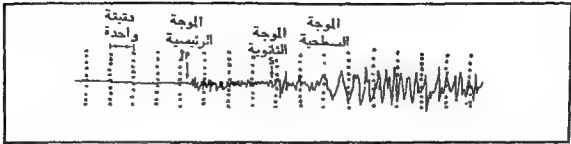
١ - الأمواج الرئيسية : وهي انضغاطية ، وتعتبر رئيسية لأنها أسرع

الموجات انتقالاً ولذلك فهي أول ما يصل إلى محطة الرصد الزلزالي .

وهي انضغاطية لأنها تتذبذب بالتضاغط والتخلخل .

٢ - الأمواج الثانوية : وسميت كذلك لأنها تصل محطة الرصد بعد الأمواج

الرئيسية ، وهي ذات طابع ارتجاجي لأنها ترتج من جانب لآخر .



الشكل (٤-٤)

سجل سيزموجرافى يبين الأمواج الثلاثة

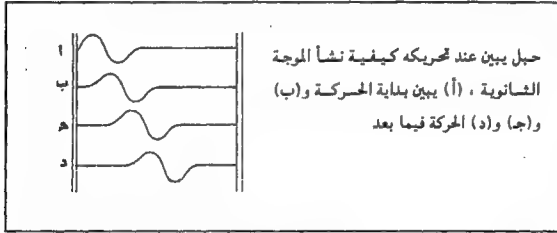
٣ - الأمواج السطحية : وهى بطيئة الحركة وتشبه فى طبيعتها تلك الناتجة عن رمى حجر فى بركة ماء مثلاً .

إن الاختلاف الرئيسى بين هذه الموجات يكمن فى كيفية انتشارها . وتنتشر الطاقة الناتجة عن حدوث زلزال فى مكان ما من المصدر إلى جميع الاتجاهات ويهمننا منها تلك الأشعة التى تصل إلى مكان واحد محدد . ومن السهل توضيح كيفية انتقال الأمواج الرئيسية . فلو جئنا بزنبرك وضغطناه ثم أطلقناه فجأة لوجدنا أن موجة تكونت ثم انطلقت متحركة على امتداد الزنبرك تدريجياً تضغطه حيناً وتشده حيناً آخر بينما نستطيع رؤية حركة الموجة الثانوية عندما نزيح أحد أطراف الزنبرك المشدتين ثم نطلقه عندئذ تنتقل موجة عبر الزنبرك فى إزاحة وارتداد متحركة إياه من طرف إلى آخر . انظر الشكل (٤ - ٥) ويمكننا إيضاح هذه الحركة



الشكل (٤-٥) أنواع الأمواج

بواسطة الحبل كما فى الشكل (٤ - ٦) . أما الأمواج السطحية فهى عبارة عن حركة تسبب فى نشوئها وصول الأمواج الرئيسية والثانوية إلى السطح . إن انتشار الطاقة بواسطة الأمواج السطحية يعتبر أكثر تعقيداً مما سبق لأن هناك نوعين من الأمواج يلعبان دوراً هاماً فى هذه العملية وهو ما لا نستطيع مناقشته هنا دون الرجوع إلى الأمواج المائية المشابهة وكيفية عملها . والحقيقة أن التسجيلات السيزموجرافية النموذجية تحتوى على أكثر من ثلاثة أمواج لأنها عادة تنعكس إلى السطح عندما تصل أسطح الطبقات فى داخل الأرض .



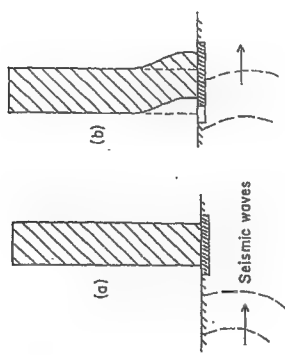
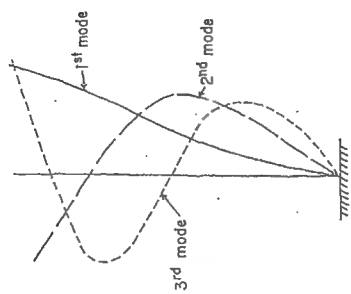
الشكل (٤-٦)

٤-٤ الدمار الذى تسببه الزلازل

صحيح أن الأمواج الرئيسية والثانوية تتذبذب بسرعة ولكن حركتها تبقى صغيرة وهكذا يكون تأثيرها التدميري على المنشآت بسيطاً ، فى حين تكون السعة العمودية للأمواج السطحية أكبر ، وحركتها أسرع ، فعند حدوث زلازل فى مكان ما تسبب هذه خطراً مباشراً ومدمراً . وهو من السهل فهمه فعندما يتحرك جزء من مبنى أو منشأ عدة بوصات فى اتجاه معين ويتحرك جزء آخر من المنشأ فى اتجاه مغاير ، لابد وأن يتصدع البناء وينهار . ولهذا لابد عند تصميم المباني المقاومة للزلازل من جعلها مرنة بحيث لا تؤدى مثل تلك الحركات إلى دمارها انظر الشكل (٤-٧) .

أشكال الاهتزازات

المباني العالية المعرضة لحركة اهتزازية القاعدة



الشكل (٧-٤)

ولموقع البناء تأثيره على تحمل مثل هذه المبانى لحركة الأمواج . فنحن نجد بشكل عام أن المبانى المقامة على الصخور الأساسية هى أقل تأثراً بالأمواج الزلزالية من تلك المنشأة على قاعدة سريعة التشوه وهشة ، ونحن إذ نتكلم عن ذلك نعنى به الدمار الناتج عن الحركات النموذجية والتي تختلف عن الحركات المؤدية إلى حدوث فوالق فى الأرض وعلى سطحها وما يتبع ذلك من دمار محقق. بالإضافة إلى ذلك ، هناك الكثير من الخسائر الناتجة عن الانهيارات والانزلاقات الأرضية نتيجة حدوث الزلازل . وفى المدن تكون الخسائر كبيرة بسبب حدوث الحرائق نتيجة قطع الأسلاك الكهربائية وكسر الأنابيب المائية والاتصالات السلكية ، فتصعب مكافحة تلك الحرائق .

ومما لا شك فيه أن لطول المدة الزمنية التى تهتز خلالها الأرض أثراً كبيراً على مقدار تدمير المنشآت ، فبعض الزلازل تدوم مدة أطول من غيرها . إلا أننا لاملك إلا اليسير من المعلومات عن ذلك . وقد اعتقد شهود العيان لزلزال الجمعة العظيمة فى ألاسكا عام ١٩٦٤ أن مدته تتراوح بين دقيقة وأربع دقائق .

ومن أسباب التخوف من الزلازل خطر سقوط الإنسان أو الكائنات الحية الأخرى فى الشقوق والفوالق الناتجة عنها ، كما تروى بعض القصص الخيالية .

ويبين الشكل (٤ - ١) كيف تنشأ الشقوق الصغيرة بسبب الزلازل . ونعرف حادثتين سجل فيهما حدوث وفيات لهذا السبب . وقعت إحداها أثناء حدوث زلزال فى اليابان إذ سقطت امرأة فى أحد هذه الشقوق السطحية وحدثت الأخرى أثناء زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ إذ سقطت بقرة وطمرتها حطام الصخور قبل أن تتمكن من الخروج .

أما الأمواج البحرية الزلزالية فإنها تسبب دماراً كبيراً ، وتسمى تلك الأمواج بأمواج المد غير أن هذه التسمية غير مرضية لأنه ليس هناك أية علاقة بين هذا النوع من الأمواج وتلك الصادرة عن المد الطبيعى ، ولهذا يشيع استعمال

الكلمة اليابانية تسونامى Tsunami لوصف مثل هذا النوع من الأمواج مع أن ترجمتها الحرفية تعنى أيضاً أمواج المد ولذا نفضل إعطاها إسم الأمواج البحرية الزلزالية فهو أكثر تعبيراً .

وتنشأ هذه الأمواج نتيجة حدوث فوالق أو زلزال فى قاع البحر فتظهر أمواج هائلة ذات تأثير مدمر على المنشآت الساحلية ، وتبدأ حركة الأمواج عادة بتراجع المياه عن الشاطئ ، إلى البحر ثم تندفع نحو الشاطئ ، بعد ذلك بدقائق أمواج هائلة قد يصل ارتفاع بعضها إلى ٢٠٠ قدم وقد أصبح من الممكن حديثاً رصد مثل هذه الزلازل البحرية وإنذار الجهات المعنية فى الوقت المناسب للتخفيف من خطر الأمواج البحرية الناتجة عنها على الحياة والمنشآت . وتصل سرعة الأمواج إلى ٤٥٠ ميلاً فى الساعة وقد يصل تأثيرها إلى الجهات المقابلة من المحيط.

٤-٥ حجم الزلازل

يمكن قياس الزلازل بطرق مختلفة ، منها مثلاً قياس مقدار الإزاحة على السطح مع الأخذ بالاعتبار أن الإزاحة على السطح قد تختلف فى مقدارها نحو العمق أنظر الشكل (٤ - ١) وغالباً ما تحدث الزلازل بدون إزاحة .

إلا أنه تجدر الإشارة هنا إلى أن أقصى إزاحة سُجِّلَت حتى الآن هى تلك التى سجلت فى ألاسكا عام ١٨٩٩ وصلت إلى ٤٧ قدماً وأربعة بوصات وكذلك ذلك الارتفاع الذى أصاب أجزاءً من قاع البحر مصاحباً زلزال الجمعة العظيمة فى ألاسكا عام ١٩٦٤ وقد بلغ خمسين قدماً .

وهناك طريقة أخرى لمعرفة قوة الزلازل تأخذ بعين الاعتبار المساحة السطحية للمنطقة المتضررة التى حدثت فيها الإزاحة ففى زلزال الجمعة العظيمة بألاسكا ، الذى ذكرناه بلغت تلك المساحة حوالى ٧٧٠٠٠ ميل مربع وهو أوسع انتشاراً لهزة أرضية تُسَجَّل تاريخياً بالرغم من أن زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ يعتبر فى حد ذاته حدثاً زلزالياً عظيماً أيضاً ، إذ تحرك جزء من الأرض دفعة واحدة لمسافة

معينة على امتداد شريط بلغ طوله ٢٠٥ أميال وذلك على سطح فالتق سان أندرياس الذى يبلغ طوله الإجمالى حوالى ٦٠٠ ميل .

ولا تسمح أى من طرق قياس الزلازل هذه من عمل مقارنة مباشرة بين الزلازل، ولا يوجد بينهما ما يعبر عن الزلازل الكثيرة التى لا تنتج عنها تصدعات أو إزاحة وللتغلب على هذه المصاعب ابتكر علماء الزلازل مقياساً لشدة الزلازل ، وفيه تم تقدير الخسائر والأضرار التى تصيب المباني والمنشآت ووضعها فى فئات ضمن جدول عام . أنظر الجدول (٤ - ٢) .

إن تقدير شدة الزلازل بناء على شدة أضرارها وكذلك على البيانات المقدمة من شهود العيان يعتبر فى حد ذاته تقييماً شخصياً ، إلا أن هذا النظام أصبح ذا فائدة فى هذا المضمار والمشكلة الرئيسية هى أن تأثير الزلازل يأخذ عادة طابعاً محلياً ويعتمد لذلك فى شدته وما يصحبه من تدمير على طبيعة الجيولوجيا السطحية فى مكان حدوثه وفى العادة يجرى وضع خرائط تثل شدة الزلازل بإرسال بطاقات للسكان الذين يقطنون المناطق المصابة ويطلب منهم وصف تأثير الزلازل على السطح . وبهذه الطريقة يتم تعيين موقع مركز الزلزال السطحي وتحدد الإشارة هنا إلى أن هذه الوسيلة تمكن من المقارنة المباشرة لتأثير الزلازل على السطح فقط ولذا فإن تأثير الزلازل العميقة المركز يكون غالباً خفيفاً على السطح .

أما مقدار الطاقة التى تنطلق مع الزلزال فإن لها مقياساً يسمى اتساع الزلزال وهذا هو المعنى عندما تذكر أرقاماً عن شدة الزلازل فى الصحف ، والإذاعات بعد حدوث الزلزال مباشرة . ويتحدد الحجم الزلزالي عادة بمقدار الحركة على وحدة قياس زلزالية بحيث تستخرج العلاقة القائمة بين المنافسة الواقعة بين جهاز القياس ومكان حدوث الزلزال وبشكل عام تظهر بيانات الرصد الأولية اختلافات طفيفة فى الاتساع الزلزالي ، عن محطات الرصد المختلفة . ويحدث ذلك لأن وحدة القياس الزلزالية تتأثر بطبيعة القاعدة التى تثبت عليها كما أن هناك سبباً آخر يؤدي إلى بعض التشكك فى نتائج القياسات يكمن فى أننا نعتمد

فى تقدير حجم الزلزال على الأمواج ذات المدى الواسع . ولكن هذه تمثل الأمواج السطحية فى معظم الزلازل .

وحيث أنه ليس للزلازل العميقة أمواج سطحية فإنه لابد من ابتكار مقياس لأخذ حجم الزلازل العميقة ويعتمد الأمواج الأساسية والثانوية قاعدة له . ولهذا فإن العلاقة القائمة بين هذين المقياسين تحتوى على بعض الفوارق .

أما المقياس الشائع الاستعمال حالياً فهو مقياس ريختر وأن أكبر حجم سجل عليه هو ٨٫٩ درجة ويشعر الإنسان بالزلزال عندما تكون قوتها أكثر من درجتين . إن قوة زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ بلغت ٨٫٣ درجة ، وأن زيادة وحدة واحدة على هذا المقياس ، مثلاً ٦٫٥ إلى ٧٫٥ ، تعنى ازدياد مقدار الطاقة المنطلقة إلى حوالى ٣١ ضعفاً . كما تتضاعف قوة الارتجاجات المسجلة فى محطة بعيدة إلى حوالى عشر مرات .

إن عدد الهزات الأرضية التى تحدث فى الأرض هو أكثر بكثير من تلك التى يعلن عنها فى الصحف لنتائجها المدمرة . ومع أن عدد الهزات التى يشعر بها الإنسان قد يصل إلى المليون إلا أن معظم الطاقة الزلزالية الأرضية تنطلق من خلال عدد قليل من الهزات القوية .

٤-٦ مقياس قيمة وشدة الزلزال :

٤-٦-١ مقياس قيمة الزلزال

تم قياس قيمة الزلزال للمرة الأولى عام ١٩٣٥ حيث قام العالم الألماني ريختر (Richter) بعمل قياس للهزات الأرضية على جهاز السيزموجراف (Seismograph) وتم التعبير عن الهزات الأرضية بقيم عددية .

ويمثل الجدول (٤ - ١) مقياس ريختر .

The Richter Scale

Richter Magnitude	TNT Energy Equivalent	Example (approximate)
1.0	6 ounces	Small Blast at a Constructon Site
1.5	2 pounds	
2.0	13 pounds	
2.0	63 pounds	
3.0	397 pounds	
3.0	1,000 pounds	
4.0	6 tons	Small Atomic Bomb
4.5	32 tons	Average Tornado
5.0	199 tons	
5.5	500 tons	Massena, NY Quake, 1944
6.0	6,270 tons	
6.5	31,550 tons	Coalinga , CA Quake, 1983
7.0	199,000 tons	Hebgen Lake , MT Quake, 1959
7.5	1,000,000 tons	
8.0	6,270,000 tons	San Francisco, CA Quake , 1906
8.5	31,550 , 000 tons	Anchorage, AK Quake , 1964
9.0	199,999,000 tons	

جدول (١-٤)

٤-٦-٢ مقياس شدة الزلازل :

كلمة شدة الزلازل تستخدم لوصف الزلازل وتبين مدى تدميره للمكان الذي يحدث فيه ويعتبر مقياس ميركالي المعدل (Modified Mercalli Scale) هو الأكثر شيوعاً في العالم لقياس شدة الزلازل كما أنه يعطى قيمة تقريبية لعجلة الجاذبية الأرضية المناظرة للزلازل حسب شدته والجدول رقم (٤-٢) يوضح مقياس ميركالي المعدل حيث تم تقسيم شدة الزلازل إلى ١٢ قسم تبدأ بعدم إحساس الفرد بالزلازل وتنتهي بالانهيار الكامل .

Modified Mercalli Scale

- I People do not feel any Earth movement .
- II A few people might notice movement if they are at rest and / or on the upper floors of tall buildings.
- III Many people indoors feel movement Hanging objects swing back and forth . People outdoors might not realize that an earthquake is occurring .
- IV Most people indoors feel movement . Hanging objects swing . Dishes , windows , and doors rattle . The earthquake feels like a heavy truck hitting the walls. A few people outdoors may feel movement Parked cars rock .
- V Almost everyone feels movement . Sleeping people are awakened . Doors swing open or close. Dishes are broken. Pictures on the wall move. Small objects move or are turned over . Trees might shake . Liquids might spill out open containers .
- VI Everyone feels movement. People have trouble walking objects fall from shelves. Pictures fall off walls . Furniture moves. Plaster in walls might crack. Trees and bushes shake. Damage is slight in poorly built buildings . No structural damage.

جدول (٤-٢) مقياس ميركالي المعدل

- VII People have difficulty standing. Drivers feel their cars shaking. Some furniture breaks. Loose bricks fall from buildings. Damage is slight to moderate in well-built buildings, considerable in poorly built buildings.
- VIII Drivers have trouble steering. Houses that are not bolted down might shift on their foundations. Tall structures such as towers and chimneys might twist and fall. Well built buildings suffer slight damage. Poorly built structures suffer severe damage. Tree branches break. Hillsides might crack if the ground is wet. Water level in wells might change.
- IX Well built buildings suffer considerable damage. Houses that are not bolted down move off their foundations. Some underground pipes are broken. The ground cracks. Reservoirs suffer serious damage.
- X Most buildings and their foundations are destroyed. Some bridges are destroyed. Dams are seriously damaged. Large landslides occur. Water is thrown on the banks of canals, rivers, lakes. The ground cracks in large areas. Railroad tracks are bent slightly.
- XI Most buildings collapse. Some bridges are destroyed. Large cracks appear in the ground. Underground pipelines are destroyed. Railroad tracks are badly bent.
- XII Almost everything is destroyed. Objects are thrown into the air. The ground moves in waves or ripples. Large amounts of rock may move.

تابع جدول (٤-٢) مقياس ميركاللى المعدل

٤-٢ العوامل المؤثرة على القوة الناتجة من الزلازل

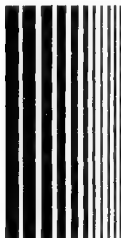
- ١ - وزن المبنى
- ٢ - مدى نشاط المنطقة التي حدث بها الزلزال
- ٣ - زمن الذبذبة الطبيعية (تعتمد على طبيعة المبنى)
- ٤ - المطولية للمبنى.



الفصل الخامس

احمال الزلازل

وتأثيرها على المنشآت



٥ - ١ طريقة حساب قيمة القص الانقىية الناتجة

من الزلازل حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩:

٥-١-١ أحمال الزلازل:

يجب تصميم المباني والمنشآت بحيث تقاوم تأثير الزلازل طبقا لما يلى :

مناطق النشاط الزلزالى

يمكن تقسيم جمهورية مصر العربية من حيث النشاط الزلزالى إلى منطقتين :

١ - المنطقة الأولى وتشمل جميع محافظات الجمهورية عدا المحافظات التى تشملها المنطقة الثانية وتعتبر المنطقة الأولى معرضة لزلازل ذات شدة ينتج عنها تهدمات بسيطة نسبياً.

٢ - المنطقة الثانية وتشمل المحافظات المطلة على ساحل البحر الأحمر وجنوب سيناء ومحافظة أسوان وتعتبر هذه المنطقة معرضة لزلازل ذات شدة متوسطة وتحدث تهدمات متوسطة .

٥-١-٢ القوى التصميمية المكافئة لتأثير الزلازل:

١ - الحمل الرأسى المكافئ، فى حالة أحمال الزلازل يعرف كالآتى:
- فى حالة الأحمال الحية حتى ٥٠٠ كجم/م^٢ يؤخذ الحمل الرأسى المكافئ مساوياً للحمل الدائم.

- وفى حالة الأحمال الحية أكثر من ٥٠٠ كجم/م^٢ يؤخذ الحمل الرأسى مساوياً للحمل الدائم مضافاً إليه نصف الأحمال الحية .

٢ - يمكن أخذ تأثير الزلازل على المنشآت المقامة بالمنطقة الأولى بتصميم هذه المنشآت أو أية أجزاء منها بحيث تتحمل قوى أفقية استاتيكية لاتقل عن ١٪ (واحد فى المائة) من الأحمال الرأسية المكافئة بين منتصف ارتفاع الدور ومنتصف ارتفاع الدور الذى يليه أو السطح

النهائى وتؤثر جميع هذه القوى فى اتجاه واحد عند منسوب سقف الدور أو السطح النهائى .

٣ - يمكن اعتبار تأثير الزلازل على المنشآت المقامة بالمنطقة الثانية بتصميم هذه المنشآت أو أية أجزاء منها بحيث تتحمل قوة أفقية استاتيكية إجمالية على المنشأ (V) لا تقل عن ٢٪ (اثنين فى المائة) من الأحمال الرأسية المكافئة للمنشأ وعلى ألا تقل قيمة هذه القوة (V) عن القيمة المحسوبة طبقاً للمعادلة (5-1).

أ - تقدر القوة الأفقية الاستاتيكية الإجمالية على المنشآت المقامة بالمنطقة الثانية وذات الشكل المنتظم والتي لا يحدث بها تغيرات فجائية فى كزازة العناصر الإنشائية طبقاً للمعادلة رقم (5-1) .

$$V = 0.3 K \cdot C \cdot I \cdot W \dots\dots\dots (5-1)$$

حيث :

V = القوة الأفقية الإجمالية على المبنى .

K = معامل يعتمد على مظلوية العناصر الرأسية الإنشائية وتحدد قيمته على النحو التالى :

$K = (3/2)$ للنظام الإنشائى المكون من إطارات فراغية ذات مظلوية مناسبة والمصممة بحيث تتحمل تأثير القوى الأفقية بالكامل .

$K = (3/4)$ للنظام الإنشائى المحتوى على حوائط مسلحة على شكل صناديق مصممة لتتحمل القوى الأفقية بالكامل .

$K = 1.0$ للأنظمة الإنشائية التى تصمم بحيث تساهم بالإطارات الفراغية ذات المظلوية المناسبة مع الحوائط المسلحة فى تحمل تأثير القوى الأفقية .

C = معامل يقدر طبقاً لمعادلة رقم (5-2) :

$$C = 1 / (15 \sqrt{T}) \dots\dots\dots (5-2)$$

T = زمن الذبذبة الأساسية وتقدر طبقاً للمعادلة رقم (5-3)

$$T = 0.09 H / \sqrt{B} \dots\dots\dots (5-3)$$

حيث :

H = الارتفاع الكامل للمبنى بالمتر.

B = عرض المبنى بالمتر فى اتجاه تأثير القوة المكافئة.

W = إجمالى الحمل الرأسى المكافئ للمبنى .

يعتبر الإطار ذى مخطولية مناسبة إذا كانت أعضاؤه الإنشائية ووصلاته ذات مخطولية كافية تسمح بتشكيل كاف تحت تأثير الأحمال دون خطر الانهيار ويؤخذ ذلك فى الاعتبار فى التصميم وإعداد تفاصيل الوصلات.

I = معامل أهمية المبنى ويؤخذ كالتالى :

I = ١.٥ للمباني ذات الأهمية الخاصة مثل المستشفيات وأقسام الشرطة ومباني إطفاء الحريق ومباني الإتصالات الحكومية ومراكز الطوارئ .

I = ١.٠ للمباني عدا المذكورة سابقاً .

ب - توزيع القوة الأفقية الإجمالية (V) على المبنى طبقاً للمعادلة رقم

(5-4) حيث :

$$V = f_i + \sum_{i=1}^n f_i \dots\dots\dots (5-4)$$

f_i = قوة مركزة عند منسوب السطح وتحدد طبقاً للمعادلة رقم (5-5)

f_t = قوى مؤثرة على منسوب أسقف الأدوار المختلفة وتحدد طبقاً

للمعادلة رقم (5-6)

$$f_t = 0.07 \quad TV \quad \text{.....} \quad (5-5- a)$$

$$f_t \leq 0.25 \quad V \quad \text{.....} \quad (5-5- b)$$

$$f_t = 0.0 \quad \text{for } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad \text{.....} \quad (5-5- c)$$

$$f_x = [(V - f_t) W_x h_x] / \sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i \quad (5-6)$$

حيث

W_x, W_i = الحمل الرأسى المكافئ للدور على ارتفاع h_x و h_i

على التوالى مقاساً من الأساسات.

n = عدد الأدوار فوق الأساسات .

f_x = القوة المؤثرة على منسوب الدور على ارتفاع h_x .

ج - توزيع القوة الأفقية f_x فى أى منسوب أفقى بين العناصر الإنشائية

المختلفة والتي تتحمل تأثير قوى جانبية طبقاً لجسائها مع اعتبار أن

الأسقف جاسئة فى المستوى الأفقى

٥-١-٣ عزوم اللي فى المستوى الأفقى

تؤخذ الاحتياطات الكافية لمقاومة قوى القص الإضافية الناتجة عن تأثير

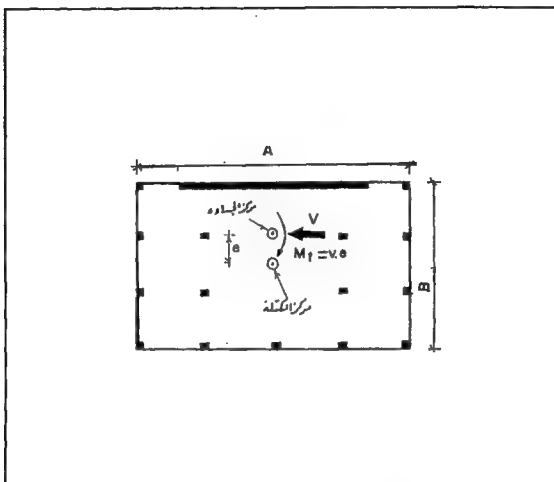
عزم اللي فى المستوى الأفقى محسوباً على أساس انحراف مركز الكتلة

عن مركز جساءة العناصر المقاومة للقوى الأفقية . ويجب أن لا يقل عزم

اللى المأخوذ فى الاعتبار عن القوة الأفقية عند منسوب أى دور مضروبة

فى انحراف (اللامركزية) قدرها ٥٪ (خمسة فى المائة) من أطول ضلع

للمبنى عند نفس المنسوب .



عزوم اللف في المستوى الأفقي

شكل (٥-١)

٥-١-٤ المنشآت ذات الطبيعة الخاصة

للمنشآت ذات الطبيعة الخاصة مثل المباني غير منتظمة الشكل وتوزيع العناصر الإنشائية المقاومة لتأثير الزلازل والتي تتغير فيها جساءة الأعضاء الإنشائية تغيراً فجائياً أو المنشآت التي يسبب انهيارها أضراراً جسيمة مثل محطات الطاقة النووية والسدود تتبع طرق التحليل الديناميكي لتقدير تأثير الزلازل على هذه المنشآت الخاصة . وعلى ألا تقل القوى التصميمية الأفقية عن القيم المحسوبة طبقاً للمعادلة رقم (5-1) .

٥-٢ طريقة حساب قيمة القص الانكسارية الناتجة من الزلازل حسب الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢:

٥-٢-١ احمال الزلازل :

يقسم كل بلد إلى خمس مناطق من وجهة التعرض للزلازل :

- المنطقة (٥) لاتعد معرضة لزلازل تذكر (حتى درجة MM V)
 - المنطقة (١) لاتعد معرضة لزلازل قوية مضرّة (حتى درجة MM VI)
 - المنطقة (٢) معرضة لزلازل متوسطة التسرع تحدث تهدمات متوسطة (حتى درجة MM VII)
 - المنطقة (٣) تكثّر فيها الزلازل وتعد معرضة لزلازل عالية التسرع تحدث تهدمات ملحوظة (حتى درجة MM VIII)
 - المنطقة (٤) تكثّر فيها الزلازل وتعد معرضة لزلازل عالية التسرع تحدث تهدمات فتاكة (أكبر من درجة MM VIII)
- ويجرى تصنيف المناطق فى كل بلد عربى حسب ماورد أعلاه بقرارات خاصة فى كل بلد .

٥-٢-٢ مجال الاستخدام :

تستخدم هذه الطريقة بصورة مبدئية فى البلدان العربية التى لاتتوفر لديها معلومات كافية عن خصائص الزلازل المحتمل حدوثها فى أراضيها .
وفى حال وجود كود محلى يأخذ بالحسبان الشروط المحلية لهذا البلد فيمكن اعتماد هذا الكود المحلى . وفقاً لهذه الطريقة يتوجب تصميم وتنفيذ كل

منشأ وكل جزء منه لمقاومة قوى أفقية كلية دنيا تمثل قوى الزلازل ، وهي عبارة عن قوى أفقية جانبية تؤثر باتجاه المحاور الرئيسية للمنشأ (حيث تؤثر باتجاه كل محور رئيسي وبشكل غير متواقت)

٥ - ٢ - ٣ تقييم أحمال الزلازل :

فى المناطق الخاضعة للزلازل ، وفى حالة جميع المنشآت ، تؤخذ أحمال الزلازل على هذه المنشآت بصفة أحمال أفقية مطبقة عند مركز ثقل كل منشوب من مناسيب المنشأ ، وتفعل باتجاه المحاور الرئيسية للمنشوب المدروس وبالاتجاه المدروس .

تُحسب القوة الأفقية الكلية فى الاتجاه المدروس (قوة القص) عند منشوب اتصال الأساس مع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$V = ZIKCSW$$

حيث : V تمثل قوة القص الكلية الأفقية فى الاتجاه المدروس عند منشوب اتصال الأساس مع المنشأ .

Z يمثل معامل زلزالية المنطقة المدروسة وتؤخذ قيمه من الجدول (٥ - ١)

المنطقة	0	1	1	1	4
قيم المعامل	0	$\frac{3}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{4}$	1

الجدول (٥ - ١) قيم المعامل Z

I معامل أهمية المنشأ وطبيعة استخدامه تؤخذ قيمه من الجدول

(٢-٥):

I قيمة المعامل	نوع المنشأ ووظيفة استخدامه
1.50	المنشآت أو المباني المطلوب أن تتوفر فيها درجة أمان عالية عند حدوث الكوارث الطبيعية ، مثال ذلك : المنشآت الصحية ، مباني المطافيء ، مراكز الشرطة ، البلديات ، الإدارات العامة المناطة بها مهمة إدارة المؤسسات فى الأوقات الحرجة ... إلخ .
1.25	المباني أو المنشآت ذات درجة الأهمية العالية مثل : المباني السكنية التى يسكنها أكثر من ٣٠٠ شخص إلخ .
1.00	المباني أو المنشآت الأخرى .

الجدول (٥-٢) قيم المعامل

أما المعامل K فيمثل تأثير السلوك اللامرن للمنشآت على الأحمال الزلزالية، ويسمى اختصاراً «معامل السلوك اللامرن» وتؤخذ قيمه من الجدول (٥-٣).

قيمة المعامل K	نوع وطبيعة العناصر المقاومة للمنشأ
1.00	كل المنشآت غير المصنفة في هذا الجدول
1.30	المنشآت المنفذة من جدران الخرسانة المسلحة المستوية أو التي تعمل بشكل فراغى (جدران قص أو نواة مركزية) أو مافى حكمها .
0.80	المنشآت أو المبانى المنفذة من مجموعة هياكل إنشائية إطارية أو مختلطة (إطارات مستوية أو فراغية متصلة مع جدران قص) وفقاً للحالة التصميمية التالية : - تقاوم الإطارات وجدران القص معاً الأحمال الأفقية بحيث تحمل هذه الهياكل كل حسب صلابتها النسبية . أو تحسب جدران القص بحيث تتحمل كامل الحمل الأفقى . ولكن فى الحالتين يشترط أن لاتقل مقاومة الإطارات المستوية أو الفراغية عن ٢٥٪ من مجموع الأحمال الأفقية.
2.50	خزانات الماء العالية وما يشابهها والمحمولة على مجموعة من أعمدة لاتقل عن (٤) ومريطة بشكل كاف أفقياً أو بالاتجاهين .
2.00	المنشآت الخاصة : المداخل ، أبراج التلفزيون ، أبراج التبريد إلخ .

الجدول (٥ - ٣) قيم المعامل K

أما المعامل C فهو يمثل النسبة بين العجلة الناتجة عن الزلازل وعجلة الجاذبية الأرضية ، وتحسب قيمه من العلاقة التالية :

$$C=1/15 \sqrt{T}$$

حيث : T تمثل قيمة الدور الأساسى للمنشأ المهتز بالاتجاه المدروس مقدرة بالثانية . ويمكن تحديد قيمة T إما مباشرة باستخدام علاقة تجريبية ، أو بأخذ الخصائص الديناميكية للمنشأ المهتز بالحسبان ، وحساب قيمة T بشكل تحليلي .

أ- فى حال استخدام التحديد المباشر لقيمة T يمكن اعتماد العلاقة التجريبية التالية (ويذكر أنه لابد من استخدام هذه العلاقة فى بدء كل تصميم لأن قيمة T تكون مجهولة عندئذ) :

$$T_{(sec)} = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$$

حيث h_n = ارتفاع المنشأ من القاعدة حتى أعلى منسوب (أى المنسوب n) مقدراً بالمتر .

D = بعد المنشأ مقدراً بالمتر بالاتجاه الموازى لجهة القوى الجانبية المطبقة .

أما فى حال كون المنشأ منفذاً من هياكل إطارية فراغية مطاوعة من الخرسانة المسلحة قادرة على امتصاص مجموع القوى الجانبية المتأتية عن الزلازل ولا تتصل مع عناصر صلدة أخرى تمنعها من الحركة تحت تأثير القوى الجانبية ، فيمكن تحديد قيمة الدور الأساسى للمنشأ مقدرة بالثانية وفق العلاقة التجريبية التالية :

$$T = 0.1 N$$

حيث : N عدد طوابق المنشأ .

ملاحظة (١): من أجل المباني المؤلف من طابق واحد أو طابقين فقط تؤخذ قيمة C مساوية 0.10 وتعتبر القوى الجانبية الناتجة عن الزلازل موزعة بانتظام على ارتفاع المبنى .

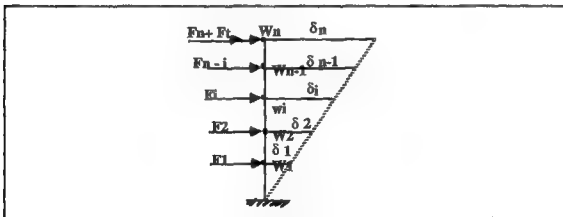
ملاحظة (٢): في الحالات الأخرى يجب ألا تتجاوز قيمة C عن 0.12

ملاحظة (٣): في جميع الأحوال يجب ألا تقل قيمة K.C عن 0.06 وألا تزيد عن 0.25 .

ب - في حال حساب قيمة الدور الأساسي للمنشأ اعتماداً على خصائصه الديناميكية يمكن استخدام العلاقة التالية والناتجة عن التحليل الديناميكي التقريبي للمنشأ (الشكل ٥-٢)

$$T = 2 \pi \sqrt{(\sum w_i \delta_i)^2 + g [\sum f_i \delta_i + (f_t + f_n) \delta_n]}$$

حيث : W_i تمثل وزن المنشأ المركز عند المنسوب i والناجم عن وزن المنسوب i فقط ويساوى جزءاً من الوزن الكلي W المعروف أدناه .



الشكل (٥-٢)

$\delta n, \delta i$ تمثل السهم الأفقى الناجم فى المنشأ نتيجة تطبيق القوى الأفقية المركزة عند المناسيب i و n والناجمة عن الزلازل ، وذلك عند المناسيب n, i بالترتيب .

g عجلة الجاذبية الأرضية .

F_{1i}, F_{1n} القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند المناسيب المختلفة n, i والمحسوبة وفق البند ٥ - ٢ - ٤ .

F_t القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند أعلى المنشأ عند المنسوب n والمحسوبة وفق البند ٥ - ٢ - ٤ .

أما المعامل S فيتعلق بالترابط المشترك والطنين بين المنشأ وتربة تأسيسه .

إذا كان هناك منشأ دوره الأساسى فى الاهتزاز بالاتجاه المدروس T (حيث حسبت قيمة T تحليلياً حصراً) ، وكانت قيمة الدور الأساسى لتربة التأسيس لهذا المنشأ T_s (محسوبة اعتماداً على المعطيات الجيوتكنيكية لهذه التربة) فان قيمة المعامل S تحسب وفق العلاقات التالية :

أ- من أجل قيم للنسبة $\frac{T}{T_s}$ أصغر من الواحد أو يساوى الواحد :

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5 \left[\frac{T}{T_s} \right]^2$$

ب - من أجل قيم للنسبة $\frac{T}{T_s}$ أكبر من الواحد :

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3 \left[\frac{T}{T_s} \right]^2$$

ملاحظة (١) : يتوجب تحديد قيم الدور الأساسى للمنشأ T حصراً باستخدام العلاقة التحليلية ، ويجب ألا تقل قيمته عن 0.30 ثانية .

ملاحظة (٢): إن قيم الدور الأساسى لتربة تأسيس المنشأ T_s ، والمحسوبة اعتماداً على المعطيات الجيوتكنيكية ، يجب ألا تقل عن 0.5 وألا تزيد عن 2.5 ثانية .

ملاحظة (٣): إذا نتج فى الحساب التحليلى أن قيم T للمنشأ تتجاوز 2.50 ثانية ، فيتوجب فى هذه الحالة اعتبار القيمة الحسابية لتربة التأسيس T_g مساوية 2.50 ثانية .

ملاحظة (٤): إذا تعذر لسبب ما حساب قيمة الدور الأساسى لتربة التأسيس T_g فتؤخذ مباشرة قيمة S مساوية 1.50 .

وأخيراً فإن W تمثل مجمل الأحمال الميتة المطبقة على المنشأ فى حالة المبانى العادية ، أما فى حالة المخازن والمستودعات فيضاف إلى مجمل الأحمال الميتة 25% من مجمل الأحمال الإضافية .

٥-٢-٤ توزيع القوى الجانبية :

١ - حالة المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو المؤلفه من هياكل إطارية :
توزع قوة القص الكلية الأفقية V على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{التالية :}$$

أما القوة المركزة المطبقة فى أعلى المنشأ F_t فتحسب طبقاً للعلاقة
التالية : $F_t = 0.07 TV$

تؤخذ قيمة القوة F_t بحيث لا تزيد عن 0.25V ويمكن اعتبار القوة F_t مساوية للصفر عندما تكون قيمة T أصغر من أو تساوى 0.70 ثانية .

أما بقية القوة الفاصلة الكلية $(V-F_t)$ فتوزع على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$F_x = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

حيث W_x تمثل الحمولة الرأسية المركزة عند المنسوب x والناجمة عن وزن هذا المنسوب فقط .

h_x تمثل ارتفاع المنسوب x عن القاعدة السفلية للمنشأ .

تطبق القوة الجانبية F_x عند المنسوب x وفي مركز ثقل هذا المنسوب وبالاتجاه المدروس .

٢ - أما إذا كان المسقط الأفقي للمنشأ غير منتظم على نحو كبير في الدور الواحد ، أو كان هناك اختلاف كبير في الصلابة بين دورين متجاورين ، ففي هذه الحالة يتوجب التحليل المعتمد على الخصائص الديناميكية الفعلية للمنشأ المدروس .

٥-٢-٥ توزيع القوى الجانبية في الدور الواحد :

توزع القوة الجانبية في الدور الواحد على العناصر المقاومة للأحمال الجانبية على الشكل التالي :

١ - إذا كان مركز الشقل لمسقط الدور المدروس ينطبق مع مركز صلابته فيشارك كل عنصراًخذ قيمة جانبية مساوية قيمة صلابته النسبية منسوبة إلى مجموع الصلابات النسبية للعناصر المقاومة في هذا الدور.

٢- إذا كان مركز الثقل لمسقط الدور المدروس لا ينطبق مع مركز صلابته فيشارك كل عنصر بأخذ قوة جانبية مع الأخذ في الاعتبار تأثير عزم اللي على تغير القوى الجانبية المطبقة على العناصر المقاومة تبعاً لموقعها من مركز صلابة المجموعة .

٣ - وحتى في المنشآت المتناظرة تماماً يتوجب حساب تحميل عناصرها المقاومة للأعمال الجانبية قوى جانبية تأخذ بالحسبان وجود عزم لى إضافي مطبق على بعد يساوى 0.05 من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة الجانبية المأخوذة في الدراسة .

٥-٢-٦ حساب عزم الانقلاب :

يتوجب حساب كل منشأ أو مبنى ليقاوم عزم الانقلاب الناتج عن الأحمال الجانبية (أحمال الرياح أو الزلازل ، أيهما أخطر) وبحسب عزم الانقلاب الناتج عن الزلازل من العلاقة التالية :

$$M = J (F_t h_n + \sum_{i=1}^n F_i h_i)$$

$$J = \frac{0.5}{(T)^{2/3}} \leq 1 \quad \text{حيث :}$$

ملاحظة (١) : في المباني التي يزيد ارتفاعها عن 50 m في المنطقتين الزلزالتين (3) و (4) حسب هذا التصنيف ، يتوجب استخدام هياكل إطارية تقاوم جزءاً من القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل لاتقل عن من مجموع هذه القوى .

ملاحظة (٢) : في جميع المباني التي استخدمت فيها قيم المعامل ($K=0.80$) يتوجب تصميم الهياكل الإطارية المطاوعة من الحديد أو الخرسانة المسلحة المصبوبة في المكان .

٥-٢-٧ تحديد القوى الجانبية المطبقة على أجزاء من المنشأة :

تحدد القوى الجانبية المطبقة على أجزاء من المنشأة الحاملة أو غير الحاملة بفرض تأمين تثبيتها الكافى عند حدوث الزلازل وعدم حصول الانهيارات الجزئية والمؤدية فى فترة تعرض المنشأة إلى فعل الزلازل ، وذلك باستخدام العلاقة التالية :

$$F_p = Z \cdot C_p \cdot W_p$$

حيث : F_p القوة الجانبية المطبقة على الجزء المدروس من المنشأ فى الاتجاه المدروس .

W_p وزن الجزء المدروس من المنشأ

C_p معامل تؤخذ قيمه من الجدول التالى (٥ - ٤) :

جزء المنشأ	قيم المعامل C_p
1 الجدران الحاملة أو غير الحاملة الداخلية أو الخارجية	0.20 تؤخذ القوة عمودية على سطح الجدار
2 الجدران (الكابولية)	1.00 تؤخذ القوة عمودية على الجدار
3 القطع الأثرية وأعمال الديكور والتزيينات	1.00 تؤخذ القوة مطبقة فى أى اتجاه
4 الأسطح الأخيرة أو الأسقف المائلة الأخيرة والتى تعمل كمرات جدارية	0.10 تطبق القوة فى أى اتجاه
5 وصلات الجدران المسبقة الصنع الخارجية (جدران الواجهات أو القطع التزيينية على الواجهات) .	2.00 تطبق القوة فى أى اتجاه
6 وصلات العناصر الإنشائية مسبقة الصنع غير عناصر الجدران .	0.30 فى أى اتجاه أفقى

الجدول (٥ - ٤) قيم المعامل C_p

- ١ - يتوجب تسليح جميع الجدران الحجرية أو الخرسانية التى تقع فى المناطق 2, 3, 4 من مناطق التقسيم الزلزالى .
- ٢ - يتوجب وجود فواصل زلزالية كافية بين الكتل المتجاورة بحيث تسمح بالحركة الحرة لكل كتلة منفصلة دون معوقات ناجمة عن الكتل المجاورة لها .
- ٣ - يتوجب حساب السهم النسبى للدور واحد من المنشأ والناتج عن القوى الأفقية المتأتية من الزلازل ، ويجب ألا يزيد هذا السهم عن ارتفاع الدور مقسوماً على ٣٦٠ ، بغرض منع تكسير العناصر غير الحاملة فى المنشأ خاصة النوافذ والأبواب والواجهات الخفيفة .
- ٤ - يتوجب الاهتمام بطبيعة وصل الواجهات الخارجية مسبقة الصنع غير الحاملة بحيث يسمح لها بالحركة على نحو ينسجم مع الحركة الأفقية المتوقعة للبناء دون تعرضها إلى قوى إضافية لاتستطيع تحملها أو انكسار هش للوصلات وانهارها بسبب الحركة الأفقية للمبنى الناجمة عن الزلازل .
- ٥ - فى حال وجود تراجع فى الأدوار العليا لايزيد عن 25% من المساحة الأفقية للدور المتكرر فيؤخذ البناء فى الحساب كاملاً أما إذا كان التراجع يزيد عن 25% فيؤخذ القسم المتراجع ابتداءً من مستوى التراجع كما لو كان بناءً مستقلاً لوحده .

٥-٣ أحمال الزلازل حسب المواصفات الأمريكية :

نص الكود الأمريكى ANSI A58.1 الصادر عن جمعية المهندسين المدنيين الأمريكية فى فصله التاسع على أحمال الزلازل المستخدمة فى المباني .

٥-٣-١ عام :

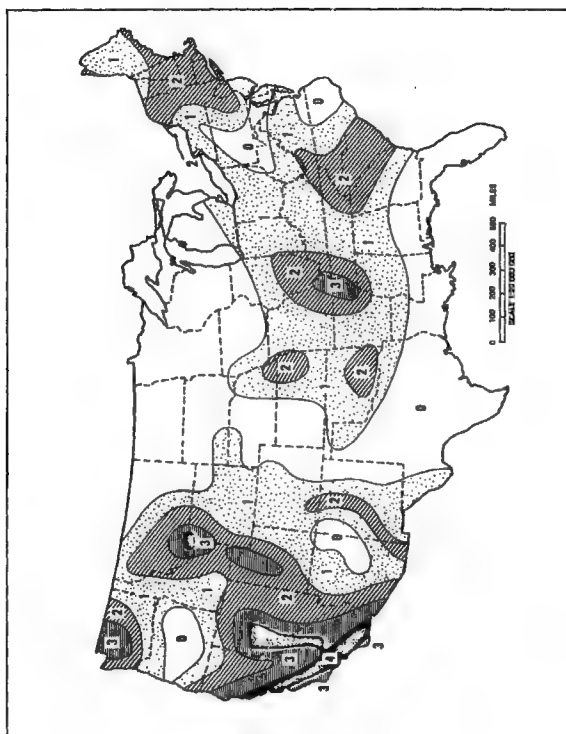
سيصمم كل مبنى أو منشأ أو أى جزء منهما لمقاومة آثار الزلازل التى تم تحديدها حسب متطلبات هذا الجزء . وستقابل كل المباني أو المنشآت فى منطقة (صفر) (انظر شكل ٥-٣ ، ٥-٤) وفى منطقة (١) والتى لا يقل فيها معامل الأهمية (X) عن ١,٥ مع ما يرد فى فقرة (٥-٣-١١) بجزءيها الأول والثانى ، هذه الاحتياجات اللازمة لتحقيق هذه المقاومة .

يعتمد تحديد القوى فى هذا الجزء على قدرة المنشأ أو المبنى على البقاء بثبات ، عندما تكون مكوناته محكمة بدرجة مرنة أثناء الزلزال الشديد ، كما أن المفاهيم الإنشائية الثابتة قد تبدو بخلاف المفاهيم الواردة فى هذه الفقرة أو هذا الجزء ، وتوفر المرونة المتزنة إمكانية تبديد الطاقة المضافة ، من خلال استخدام السلطة الجبرية . وبينما تركز احتياجات هذا الجزء على تفضيل الطريقة الاستاتيكية المتزنة القوية ، فقد تستخدم هذه الطريقة البديلة لبناء القوى الزلزالية وتوزيعها ، مع تحديد القوى الداخلية الماثلة ، وتلافى العيوب فى المكونات حسب استخدام النموذج المتكون مع الطريقة المتبعة .

* تورد النقطة (٥-٣-٨) المبادئ التى تحكم استخدام التحليل الديناميكي .

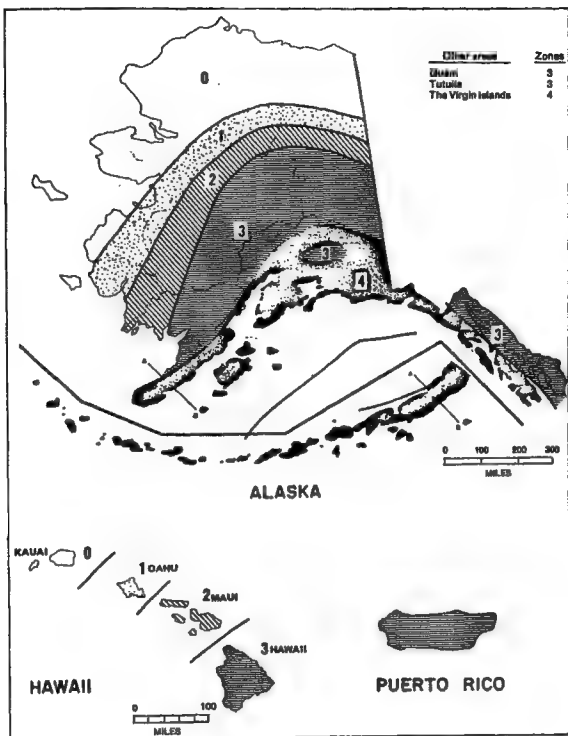
* تفترض متطلبات هذا الجزء أن الإجهاد المسموح به قد يتزايد بنسبة $\frac{1}{3}$ لأحمال الزلازل . ورغم هذا .. فإن هذا التزايد غير مسموح به فى الربط عند حدوث تناقص فى تأثير الحمل الكلى .

* عند حساب تأثير قوة الزلازل المتحدة مع الأحمال الرأسية ، فإنها تحدث إجهاد حمل المجاذبية فى الأعضاء عن طريق الحمل الميت إضافة إلى الحمل



شكل (٥ - ٣)

خريطة توضح المناطق الزلزالية ، وتتضمن ٤٨ ولاية



شكل (٤ - ٥)

خريطة توضح المناطق الزلزالية (هاواي - ألاسكا - هورتوريكو)

التصميمى الحى باستثناء الحمل الحى للسطح ، ويجب الوضع فى الاعتبار إضافة حد أدنى من القوى الرأسية تعمل متحدة مع القوى الجانبية .

٥-٣-٢ التعريفات :

يقدم هذا الجزء التعريفات المرتبطة بالاحتياجات المحددة فى هذا الجزء :

القاعدة (Base) : المستوى (المنسوب) الذى تعتبر فيه حركات الزلازل منقولة للمنشأ أو المبنى ، أو المستوى الذى يدعم فيه الاهتزاز الديناميكى .

الإطار المدعم (Braced Frame) : نظام الجمالون أو ما يكافئه ، والذى يضاف لمقاومة القوى الجانبية فى هذا الإطار ، والذى يكون فيه الأعضاء معرضة إلى إجهادات محورية .

الحاجز (Diaphragm) : وهو النظام الأفقى أو القريب من الأفقى والذى يصمم لنقل القوى الزلزالية إلى العناصر الرأسية فيما يتصل بطريقة مقاومة القوى الجانبية .

أهمية المبنى (Essential Facilities) :

الدرجة	نوع المنشأ ووظيفة استخدامه
I	المبانى أو المنشآت الأخرى .
II	المبانى أو المنشآت ذات درجة الأهمية العالية ، مثل : المبانى السكنية التى يسكنها أكثر من ٣٠٠ شخص ... إلخ .
III	المنشآت أو المبانى المطلوب أن تتوفر فيها درجة أمان عالية عند حدوث الكوارث الطبيعية ، مثال ذلك : المنشآت الصحية ، مبانى المطافئ ، مراكز الشرطة ، البلديات ، الإدارات العامة المناطة بها مهمة إدارة المؤسسات فى الأوقات الحرجة ... إلخ .
IV	المبانى والمنشآت ذات الأهمية الأقل فى حالة حدوث انهيار ، مثل : المبانى الزراعية ومبانى الخدمات المؤقتة .

راجع أيضاً الجدول (٥ - ٦)

نظام مقاومة القوة الجانبية (Lateral force - resisting system) :

وهي تتعلق بالطريقة الإنشائية المصممة لمقاومة القوى الجانبية التي تم وصفها في الفقرة ٥-٣-٤ .

حائط القص (Shear wall) : حائط مصمم لمقاومة القوى الجانبية الموازية للحائط .

الإطار الفراغى (Space frame) : وهو نظام إنشائى ثلاثى الأبعاد للأعضاء باستثناء حوائط الحمل ، وهو يتكون من : الأعضاء المتداخلة المدعمة للوظيفة أو الأداء مثل وحدة تجميع بمساعدة الحواجز الأفقية أو نظم تقوية البلاطات أو غيرها .

الإطار الفراغى لمقاومة العزم (Moment - resisting space frame) : إطار فراغى لنقل الأحمال الرأسية وفيه تكون الأعضاء والوصلات قادرة على مقاومة القوى الأساسية عن طريق الأعضاء .

الإطار الفراغى لمقاومة العزم الخاص

(Special moment - resisting space frame)

وهو يندرج ضمن الاحتياجات اللازمة للإطارات الفراغية لمقاومة العزم المطولى حسب ما هو مذكور في الفقرة ٥-٣-٩ .

الإطار الفراغى لمقاومة العزم المتوسطة

(Intermediate moment - resisting space frame)

يندرج ضمن إطار مقاومة العزم مع احتياجات الإطار الفراغى لمقاومة العزم شبه المطيلية كما هو مذكور في الفقرة ٥-٣-٩ .

الإطار الفراغى لحمل الأحمال الرأسية

(Vertical load - carrying space frame)

وهو إطار مصمم لحمل كل الأحمال الرأسية .

٣-٣-٥ الرموز والعلامات :

وهى رموز وعلامات تتطابق مع الاحتياجات الواردة فى هذا الفصل كما يلي:

C ثابت (عددى) ، انظر الفقرة (٤-٣-٥) .

Cp ثابت (عددى) ، انظر الفقرة (١٠-٣-٥) .

D بعد المبنى فى اتجاه مواز للقوى المستخدمة (قدم) .

Ds أطول بعد لحائط القص أو الإطار المدعم للشكل فى اتجاه مواز للقوى المستخدمة (قدم) .

F_t, F_n, F_x القوى الجانبية المستخدمة عند مستويات x, n, i على التوالى .

F_p القوى الجانبية الواقعة على جزء من المبنى وفى الاتجاه المأخوذ فى الاعتبار .

F_{px} القوة الواقعة على حاجز السقف والمجمعات (Collectors) .

F_t القوة المعتبرة من V والمركزة بقمة المبنى مضافاً إليها F_n .

f_i النسبة الموزعة من القوة الجانبية الكلية عند المستوى i ، وذلك للاستخدام فى معادلة (٩) .

g عجلة الجاذبية الأرضية .

h_i, h_n, h_x الارتفاع المحسوب بين القاعدة إلى المستويات x, n, i (قدم) على التوالى .

I معامل أهمية المنشأ ، انظر جدول (٦-٥) .

K ثابت (عددى) ، انظر جدول (٧-٥) .

k ثابت (عددى) للتقليل من عزم الانقلاب فى المبنى المرتفعة .

مستوى i مستوى المبنى الذى يشار إليه فى التصميم و $i = 1$ ، يمثل بالمستوى الأول فوق القاعدة .

مستوى II المستوى الأعلى فى الجزء الرئيسى من المبنى .
مستوى X المستوى الموضوع فى اعتبارات التصميم ، $x = 1$ ثقل المستوى الأول فوق القاعدة .

S معامل تأثير التربة ، انظر جدول (٥-٧) .
T الفترة أو المرحلة الأساسية المرنة لاهتزاز المبنى فى الاتجاه الموضوع فى الاعتبار (ثانية) .
V القوة الجانبية الكلية أو قوة القص الحادثة فى القاعدة .
W الحمل الميت الكلى .

استثناء :

بالنسبة لأماكن التخزين ... فإن W ستكون مساوية للحمل الميت الإجمالى بالإضافة إلى ٢٥٪ من الحمل الحى على الأسقف . وحيشما يكون حمل جليد الأرضية P_g مساوياً لـ ٣٠ رطل/قدم^٢ أو أقل ، فليست ثمة حاجة لإدراجه ضمن قيمة W . أما عندما يكون حمل جليد الأرضية أكبر من ٣٠ رطل/قدم^٢ فإن حمل الجليد يضاف إلى قيمة W . وعلى أية حال ... فإنه فيما يتعلق بالتحذيرات الخاصة بحمل الجليد .. فإن المواصفات تسمح بإقلال حمل الجليد إلى ٧٥ ٪ .

W_b, W_x وهى نسبة من W حيث تقع فى نطاق x ، i على التوالى .
 W_{px} ثقل السقف أو حواجز السطح والمجمعات والعناصر الفرعية فى نطاق أو مستوى x ، مضافاً إليها ٢٥٪ من الحمل على السقف فى أماكن التخزين أو المستودعات .

W_p وزن العناصر غير الإنشائية .
Z ثابت عددى ، والمعتمد على المنطقة (انظر شكل ٥-٣) .
 δ_i الانحراف عند منسوب i بالنسبة للقاعدة ، وذلك نتيجة الأحمال الجانبية المؤثرة ($\sum F_i$) المستخدمة فى معادلة (٩) .

٥-٣-٤ الحد الأدنى لقوى الزلزال للمنشآت :

باستثناء ما ورد فى الفقرتين (٥-٣-٨ ، ٥-٣-١٠) من هذا الفصل ، فإن كل منشأ يصمم لإحداث أقل مقاومة لقوى الزلزال الجانبية ، والتي يفترض أن يكون فعلها فى اتجاه كل المحاور المبدئية من المنشأ وفقاً للمعادلة التالية :

$$V = ZIKCSW \quad (7)$$

التعامد :

- فى المناطق الزلزالية (١ ، ٢) والمناطق الزلزالية (٣ ، ٤) فإنه يستثنى المطلوب فيما بعد ، وقد يفترض أن الاتجاهات الرئيسية للحركة غير متلاقية.

- فى المناطق الزلزالية (٣ ، ٤) توضع اشتراطات للقوى المؤثرة فى الاتجاهات الرئيسية على اعتبار التلاقى فى مثل الحالات الآتية :

١ - عناصر مقاومة الحمل الجانبي غير متوازية أو متماثلة بالمقارنة بالمحاور العمودية لنظام مقاومة القوة الجانبية .

٢ - عمود البناء يكون جزءاً من قطاعين أو أكثر غير موازيين لنظم مقاومة القوة الجانبية ، وهذا باستثناء الحالة التى يكون فيها الحمل المحورى فى العمود مرتبطاً بقوى الزلزال على اتجاه أقل من ٢٠٪ من الحمل المحورى المسموح به للعمود .

* قد تلاقى احتياجات الآثار العمودية قبولاً عند تصميم مثل هذه العناصر بالنسبة لـ ١٠٠٪ من قوى الزلزال فى اتجاه واحد ، بالإضافة إلى ٣٠٪ من القوى التى سبق وصفها فى الاتجاه العمودى . وهذا المزج يحتاج إلى المركبة الكبرى للمقاومة التى تستخدم فى التصميم .

تقييم العوامل :

- قيم المعاملين Z, I, معطاة فى الجدول (5-5) ، (5-6) وقيمة K لن تكون أقل مما جاء فى جدول (5-7) .

- قيم المعامل S كما هى مبينة فى جدول (5-8) ، باستثناء ذلك يجب أن يكون حاصل ضرب CS لا يزيد عن ٠.١٤ . أما بالنسبة لنوعية التربة (٣) فى المنطقتين الزلزلتين (٣ ، ٤) إذ نجد نفس الناتج يجب ألا يزيد عن ٠.١١ .

- لتحديد قيمة المعامل C طبقاً للمعادلة الآتية :

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{T}} \quad (8) \quad \text{وهى يجب ألا تزيد عن } ٠.١٢$$

- الفترة T يمكن الحصول عليها باستخدام خصائص المبنى والخواص المشكلة (المعينة) لعناصر المقاومة فى التحليل السليم ، الذى يمكن أن يستفيد من مثل هذه المعادلة :

$$T = 2 \pi \sqrt{(\sum_1 \frac{W_i}{g} \delta_i^2) + (\sum_1 \frac{W_i}{g} f_i^2)}$$

حيث تمثل قيم f_i أية قوة جانبية موزعة بالتقريب حسب المعادلتين ١١ ، ١٢ أو أى توزيع تقريبى . يتم حساب الانحرافات المرنة δ_i باستخدام القوى الجانبية f_i ، ويحصل على قيمة C من المعادلة (٨) باستخدام الفترة T كما تم تحديده فى المعادلة (٩) ، وهى لن تقل عن ٨٠٪ من قيمة C المبنية على الفترة T المحددة باستخدام الاختيار المناسب للمعادلتين (١٠ - a) ، (١٠ - c) :

* فى غياب التحديد المشار إليه من قبل .. فإن قيمة T فى المباني قد تتحدد من خلال الصيغ التالية :

١ - فى حوائط القص أو الإطارات الخرسانية الخارجية للكمز العميق أو

$$T = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{D}} \quad (10-a) \quad \text{الصيغة : العريض أو كليهما وتحدد من الصيغة}$$

٢ - فى حوائط القص المنفردة غير المرتبطة بالإطارات أو فى الإطارات

$$T = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{D_s}} \quad (10-b) \quad \text{المدعمة ، تتحدد من العلاقة :}$$

٣ - فى المباني التى يتكون فيها نظام مقاومة القوة الجانبية من إطارات

الفراغية المقاومة للعرض ، والقادرة على مقاومة ١٠٠٪ من القوى

الجانبية المطلوبة ، هذه النظم تغلق أو تقفل أو يتم توصيلها (ربطها)

بعناصر صلبة ، تكفل منع الإطار من مقاومة القوى الجانبية :

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (10-c)$$

حيث $C_T = 0.035$ للإطارات المعدنية ، وتبلغ قيمة C_T فى الإطارات

الخرسانية 0.030.

* ستحدد قيمة S من الجدول (٥-٨) ، حيث تعرف أنواع التربة كما يلى :

١ - التربة من النوع S_1 :

وهى تربة تتميز بـ :

أ - صخرية الخواص ، سواء طينى أو بللورى التكوين . ومثل هذه المادة

تتميز بسرعة موجة القص التى تتعدى ٢٥٠٠ قدم/ثانية ، أو :

ب - حالات التربة الجاسئة ، حيث يكون عمق التربة أقل من ٢٠٠ قدم ،

كما أن التربة الفوقية تكون من النوع الثابت .

التربة من النوع S_2 :

وهى تربة تتميز بـ :

مكونة من رواسب غير متلاصقة أو حالات طين جاسئة ، ويفوق عمق التربة

فيها ٢٠٠ قدم ، كما أن التربة الفوقية تكون عبارة عن رواسب ثابتة من الرمال ،

والحصى ، أو الطين الجاسئ .

٣- التربة من النوع S_3 :

وهى تربة تتميز بـ :

مكونة من طبقات طينية ناعمة - متوسطة الجساسة ، تتميز بحوالى ثلاثين

قدماً أو أكثر من الطبقات الطينية غير المتداخلة ، من الرمال أو أى تربة ضعيفة الالتصاق .

* يتم استخدام تصنيف S_2 أو S_3 للأماكن التى لا تكون فيها خواص التربة معروفة بدرجة كافية لتحديد نوع التربة ، أو كذلك للتربة غير المناسبة لأى نوع من الـ S_1, S_2, S_3 سوف نأخذ التصنيف الذى يعطى أكبر قيمة للمقدار CS.

٥-٣-٥ توزيع القوى الجانبية :

المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو الأنظمة الإطارية :

تتوزع القوة الجانبية الكلية V على ارتفاع المبنى بالتناسب مع ماورد فى المعادلات الآتية :

$$V = F_t + \sum_i \alpha_i F_i \quad (11)$$

وتحدد القوة المركزية للقمّة حسب الصيغة التالية :

$$F_t = 0.07 TV \quad (12)$$

المعامل I	التصنيف
1.0	I
1.25	II
1.5	III
NA	IV

جدول (٥ - ٦)

معامل أهمية المنشأ I

المعامل Z	المنطقة
1	4
0.75	3
0.375	2
0.1875	1
0.125	0

جدول (٥ - ٥)

معامل منطقة الزلازل Z

K	ترتيب العناصر لمقاومة القوى الجانبية
	<p>نظام الحوائط الحاملة : نظام بنائى ذو حوائط حمل مدعمة لكل أو لمعظم الأجزاء المتعلقة بالأحمال الرأسية .</p> <p>ويتم مقاومة القوى الزلزالية عن طريق :</p> <p>- حوائط قص خرسانية أو إطارات مدعمة .</p> <p>- حوائط قص صخرية .</p> <p>- دور أو دورين أو ثلاثة أدوار خفيفة من الخشب أو حوائط ذات أنظمة إطارية معدنية .</p> <p>نظام الإطار :</p> <p>- النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية .</p> <p>- مقاومة قوة زلزالية تدعم بحوائط القص أو إطارات مدعمة .</p> <p>نظام إطارى مقاوم للعزم :</p> <p>- النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية .</p> <p>- مقاومة القوة زلزالية تدعم بنظام إطارى مقاوم للعزم :</p> <p>* الإطارات المعدنية العادية .</p> <p>* الإطارات الخاصة</p> <p>* الإطارات الخرسانية الوسطية .</p> <p>النظام الإنشائى المشعرك :</p> <p>* النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية مزود بنظام خاص لمقاومة القوة الزلزالية عن طريق خليط من نظام الإطار مع حوائط القص أو الإطار المدعم .</p>
1.33	
1.33	
1.00	
1.00	
1.00	
1.00	
0.67	
1.25	

جدول (٥ - ٧)

معامل القوة الأفقية K على المباني والمنشآت الأخرى

K	ترتيب العناصر لمقاومة القوى الجانبية
0.80 1.00 2.50 # 2.00	<ul style="list-style-type: none"> - استخدام إطار خاص مقاوم للعزم . - استخدام إطار متوسط المقاومة للعزم . الحزانات العلوية لكامل محتوياتها : - فى حالة الحزانات المرتكزة على أربعة أو أكثر من الأرجل المتقاطعة المدعمة على المبنى . - المنشآت الأخرى .
#	<p>الحد الأدنى لقيمة K سيكون 0.12 والحد الأقصى للقيمة KCS لا يزيد عن 0.29 أو 0.23 المقاطع الجانبية من النوع الثالث فى المناطق الزلزالية (٣ ، ٤) . وسيصمم البرج للالتواء الناتج بنسبة ٥٪ كما هو وارد فى الفقرة (عزوم الالتواء الأفقى) ، والحزانات المنحرفة المدعمة بالمباني ، أو التى لا توجد مع العناصر المدعمة ، ستصمم طبقاً لما هو موضح فى ٥ ، ٣-٩ تحت عنوان "العناصر غير الإنشائية" مع وضع فى الاعتبار أن : $C_p = 0.3$</p> <p>* تفصيلات حوائط القص الصخرية يمكن الرجوع إليها فى مرجع «المتطلبات الأساسية للمنشآت الصخرية» 5 ACI 530/ASCE ، الملحق - A .</p>

تابع جدول (٥ - ٧)

معامل القوة الأفقية K على المباني والمنشآت الأخرى

المكافئ S	نموذج أو غط القطاع الجانبى للتربة
1.0	S ₁
1.2	S ₂
1.5	S ₃

جدول (٥ - ٨) مكافئ القطاع الجانبى للتربة S

- لا تتعدى قيمة $F_t \leq 0.25 V$ ، ويمكن اعتبارها صفر عندما تكون قيمة $T = 0.7$ ثانية أو أقل .

* توزع النسبة المتبقية من إجمالي قص القاعدة على ارتفاع المنشأة ، بما فى ذلك المستوى n ، طبقاً للمعادلة :

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (13)$$

وفى كل مستوى مصمم مثل x ، تطبق القوة F_x على مساحة المبنى ، طبقاً لتوزيع الكتلة على المستوى .

الارتداد :

قد تعتبر المباني ذات الارتداد ، التى يكون فيها البعد البرجى فى كل اتجاه على الأقل مساوياً لـ ٧٥٪ من البعد المائل من الجزء السفلى ، وقد تعتبر هذه المباني مثل المباني المنتظمة عديمة الارتداد ، أو من المباني الشاذة غير الواردة فى هذا الجزء .

المنشآت ذات الأشكال غير المنتظمة أو الأنظمة الإطارية :

غالباً ما تتركز الاختلافات الناتجة عن توزيع القوى الجانبية فى المنشآت ذات الأشكال غير المنتظمة أو الأنظمة الإطارية فى المقاومة الجانبية أو الجساءة بين الأدوار المتجاورة ، أو أية منشآت أخرى غير عادية ، وستحدد الصفات باعتبار الخصائص المتعلقة بالمبنى ذاته من الوجهة الديناميكية .

توزيع القص الأفقى :

يتم توزيع القص الكلى لأى مستوى أفقى على عناصر متنوعة من أنظمة مقاومة الأحمال الجانبية التى تتناسب مع جساءتها ، وذلك باعتبار جساءة الداعمة الأفقية أو الحاجز .

إن عناصر الجساءة التى يفترض ألا تكون جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية ، تزيد من تحمل المبنى عن الناتج من التصميم .

عزم الالتواء الأفقية :

يشترط التصميم أن عزم الالتواء الناتج من كتل المبنى بالإضافة إلى عزم الالتواء الناتج عن الإزاحة المفترضة للكتلة ، لا بد أن يكون كل منهما على مسافة 0.5٪ من بعد المبنى العمودى فى اتجاه القوى .

الحواجز :

تصمم الأسقف وحواجز السطح والمجمعات لتتمكن من مقاومة القوى طبقاً للمعادلة الآتية :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_i} W_{px} \quad (14)$$

حيث تحدد القوة F_{px} من المعادلة السابقة ، وهى ليست بحاجة لأن تزيد عن $0.30 Z I W_{px}$.

عندما يكون الحاجز مطلوباً لنقل القوى الجانبية من عناصر المقاومة الرأسية فوق الحاجز .. فإن العناصر الرأسية المقاومة أسفل الحاجز تقبل للإزاحة فى العناصر ، أو إلى التغيرات فى جساءة العناصر الرأسية ، كما ستضاف إلى هذه القوى حسبما ورد فى المعادلة السابقة .

وعلى أية حال .. فليست هناك حالة تكون فيها القوى الجانبية على الحاجز أقل من $0.14 Z I W_{px}$.

للحواجز ذات الدعامة الجانبية للخرسانة أو حوائط البناء ، أعضاء شد مستمرة بين دعامات الحاجز لكي توزع داخل الحاجز ، كما يتم فى هذا الجزء تحديد قوى التثبيت . وقد تستخدم الدعامات المضافة من الحواجز المساعدة لنقل قوى التثبيت للعوارض الرئيسية .
ويتم إدراج الحاجز ضمن التصميم الخاص بالحوائط المدعمة .

٥-٣-٦ الانقلاب:

يتم تصميم كل مبنى لمقاومة آثار الانقلاب الناتجة عن قوى الزلزال المحددة فى هذا الجزء من الفصل .

ويتم حساب عزم الانقلاب لكل مستوى x من المعادلة التالية :

$$M_x = F_r (h_n - h_x) + \sum_i n_{ix} F_{i1} (h_{i1} - h_x) \quad (15)$$

إن زيادة عزم الانقلاب لكل مستوى تتوزع على عناصر المقاومة بنفس النسبة التى يتم بها توزيع القص الأفقى . وفى المباني المرتفعة من الممكن أن يضرب أثر عزم الانقلاب عند أى عنصر فى معامل K ، مع الاعتماد على مكان أو موضع العنصر كما يلى :

K = 1.0 للعشرة أدوار العليا

K = 0.8 ابتداءً من الدور (٢٠)

K = 0.8 - 1.0

وتحدد هذه القيمة بعمل خط مستقيم بين الأدوار من العاشر إلى العشرين؛ حيث تكون الأعضاء الرأسية الأخرى قادرة جزئياً على مقاومة عزوم الانقلاب ، والعمل على إعادة توزيع هذه الأعضاء ، وذلك إذا كانت أعضاء الإطار المكونة للمقاومة والجساة كافية لنقل الأحمال المطلوبة المضافة .

وعندما يكون عنصر المقاومة الرأسية غير مستمر .. فإن عزوم الانقلاب يحمل عن طريق الدور السفلى لهذا العنصر ، الذى يقوم بنقل هذه الأحمال إلى الأساسات .

٥-٣-٧ الإزاحة وانفصال المبنى :

* لن تتعدى الانحرافات الجانبية أو الإزاحة النسبية للأدوار المتجاورة ، بما فى ذلك القيم الناتجة عن انحراف عناصر المقاومة الأفقية ، 0.005 مرة من قدر ارتفاع الدور ، وذلك باستثناء الحالة التى يتم فيها التحكم فى التشوه الكبير .

* يمكن حساب الإزاحة الأفقية بضرب القوى الجانبية فى $(1/K)$ للحصول على مقدار الإزاحة ، ولن تكون النسبة $1/K$ أقل من 1.0 .

* ستصمم كل أجزاء المبنى أو المنشآت كما لو كانت وحدة متكاملة فى مقاومة القوى الأفقية . وذلك باستثناء الحالة التى يقصد منها إحداث انفصال إنشائى لهذه النسب بإحداث مسافة كافية لتجنب الأثر الناتج من الانحراف بتأثير الزلزال .

٥-٣-٨ التحديد البديل وتوزيع القوى الزلزالية :

ليس فى هذا الجزء من الفصل ما يمنع من عرض البيانات الميكانيكية الصحيحة لتأسيس القوى الجانبية وتوزيعها سواء عن طريق التحليل المرن وغير المرن . وفى مثل هذه النوعية من التحاليل ، ستوضع السمات الديناميكية للإنشاء فى الاعتبار ، وأهم المبادئ التى تتم ملاحظتها ما يلى :

١ - لن يقل قص القاعدة عن ٩٠٪ عما تم حسابه من قص باستخدام المعادلات من (٧) إلى (١٠) .

٢ - قيم قص القاعدة المكونة مع $K = 0.67$ إلى 2.50 تكون قابلة للتطبيق فقط ، إذا صمم المنشأ وتفصيلاته لتناسب الاحتياجات ، وذلك باستثناء التصميم الذى يكون فيه قص القاعدة مرتبطاً عن طريق القيد غير المرن بتبديد طاقة ، أى بما يرفع قيمة K من 2.50 إلى 4.0 أو أكبر .

٣ - مجموعة مدخلات التحليل الديناميكي قد تكون : إما حسب الاستجابة السلسلة أو حسب مجموعة تاريخ وقت الحركة التي تنعكس بها سمات المنشأة والمكان الملائم حسب مفهوم السلطة والقانون ، وحسب المبادئ السابقة .

٥-٣-٩ النظم الإنشائية :

طرق الحوائط الحاملة :

ربما تستخدم نظم الحوائط الحاملة حوائط أو إطارات كعناصر رأسية لمقاومة قوة الزلزال الجانبية . وقد تكون العناصر الأفقية لطريقة مقاومة قوة الزلزال حواجز أو جدران . ويعتمد المعامل K على نوع الحائط كما ورد في جدول (٥-٦) . وحشما تكون طرق الإطارات عبر المحاور المتعامدة مختلفة ، فإن اعتبار المعامل K لكلا الاتجاهين سيكون مثل 1.0 ، أو 1.33 حسب الأكثر ملاءمة .

نظم إطار البناء :

تصمم نظم إطار البناء باستخدام معامل $K = 1.0$ ، وهي تتسم بوجود إطار ملائم لاحتياجات AISC للتصميم ، والتصنيع ، والإنشاءات المعدنية للأبنية أو حسب احتياجات الكود الأمريكي القومى للبناء ، للخرسانة المسلحة ANSI/ACI318 ، كما أنه يتسم كذلك بوجود حوائط قص أو جدران مقوى رأسى ليقاوم القوة الجانبية للزلزال .

نظام الإطار المقاوم للعزوم :

الوصلات المستخدمة فى الإطارات المعدنية :

وصلات الكمرات للعمود فى الإطار المقاوم للعزم من الحديد تزيد من قدرة الوصلة المحددة على مقاومة الأعضاء المكونة داخل الوصلة ، إلا إذا كان من الملائم أن يتم الدوران عن طريق التشوهات أو العيوب الموجودة فى مواد الوصلات ، ويؤخذ مدى الإزاحة الإضافى فى الحسبان .

الإطارات المعدنية العادية :

تصمم طرق الإطارات المعدنية المقاومة للعزم باستخدام عامل $K = 1.0$ ، بما

يكون له إطار مناسب لاحتياجات ومواصفات الهيئة ASCII فيما يتصل بالتصميم، والتصنيع، والإنشاءات المعدنية للأبنية .

الإطارات الخاصة :

إن الطرق أو الأنظمة التي تستخدم معامل $K = 0.67$ سيكون لها عزم خاص يناسب احتياجات ومواصفات الهيئة ASCII فيما يتصل بالتصميم، والتصنيع، والإنشاءات المعدنية للمباني .

الإطارات الخرسانية الوسطية :

تصمم نظم الإطارات الخرسانية المقاومة للعزم حسب المواصفات الواردة في الجزء (A-9) من مواصفات الهيئة ANSI / ACI318 وباعتماد على المعامل $K = 1.25$. إن مثل هذه الإطارات لايسمح بها في المنطقتين (٤،٣) .

النظم المزدوجة :

تصمم الطرق المزدوجة باستخدام معامل $K = 0.8$ or 1.0 . وهي تتسم بوجود إطارات فراغية مقاومة للعزم ، حسبما ورد في الفقرتين : (الإطارات الخاصة) ، (الإطارات الخرسانية الوسطية) على التوالي ، وهي كذلك قادرة نسبياً على المقاومة بنسبة ٢٥٪ على الأقل من قوى الزلزال التي ورد وصفها . ستوزع القوى الزلزالية الكلية على نظم المقاومة المختلفة والمكونات التي تتناسب مع جساءتها .

الإطارات المدعمة :

في المنطقتين الزلزليتين (٣ ، ٤) وكذلك المباني ذات معامل الأهمية الأكبر من (I) أكبر من 1.0 والتي تقع في المنطقة الزلزالية (٢) ، ستصمم كل مكونات الإطارات المدعمة بمقدار 1.25 مرة من القوة المحسوبة في المعادلات السابقة ، كما تحدد مواصفات العناصر المعدنية في الإطارات المدعمة حسب ما ورد في (فقرة الإطارات الخاصة) . وستضاف مكونات الخرسانة المسلحة في الإطارات المدعمة حسب ما ورد كذلك في فقرة (الإطارات الخاصة) .

المنشآت المدفونة في التربة :

يتم تطبيق المتطلبات التالية على كل العناصر الإنشائية عند منسوب سطح الأرض ، وفي الدور الأول أسفله ، والتي تعتبر ضرورية لنقل أحمال الأساسات الناتجة من الأحمال الجانبية :

(١) في المنشآت ، حيث $K = 0.67$ أو 0.80 ، حسب متطلبات المطولية الخاصة للإنشاءات المعدنية ، أو الخرسانة المسلحة كما هو محدد في فقرة (الإطارات الخاصة) .

(٢) في المنشآت التي بها إطارات الخرسانة الوسطية مع $K = 1.25$ ، والاحتياجات المطولية محددة حسب ما ورد في فقرة (الإطارات الخرسانية الوسطية) .

٥-٣-١٠ القوى الجانبية للعناصر على المنشآت والمكونات غير الإنشائية :

تصمم أجزاء المنشآت والعناصر الإنشائية أو غير الإنشائية ، للنظام الإنشائي الأساسي وذلك لحساب القوى الجانبية ، طبقاً للمعادلة :

$$F_p = ZIC_p W_p \quad (16)$$

إن القيم المتعلقة بـ C_p ، مذكورة في جدول (٥-٩) ، وكذلك قيم المعامل I في جدول (٥-٦) .

استثناء :

- ستكون قيمة I في قواعد الماكينات والمعدات المطلوبة لنظم أمن الحياة ١,٥ لجميع المباني .

- كما أن توزيع هذه القوى سيكون طبقاً لأحمال الجاذبية .

٥-٣-١١ الوصلات :

قواعد الربط للخرسانة أو الصخر :

سيتم ربط الخرسانة أو حوائط الصخر ، لكل البلاطات والأسطح التي تضيف دعامة جانبية للحائط . ومثل هذا الرباط سيضيف وصلة مباشرة مرجبة

يمكنها مقاومة القوى الأفقية المحددة سابقاً .

صمات الحمل :

ترتبط كل أجزاء المبنى أو المنشأة التى تنقل قوة الزلزال بممر حمل واحد مستمر لعنصر المقاومة . ويفترض أن المكونات عبر الممر والوصلة تكون قادرة على مقاومة القوى المساوية لـ $0.15 Z I$ أو 0.05 ، مرة وزن الجزء المربوط أيهما أكبر .

البوائك الخارجية :

تصمم بوائك الحوائط المتعلقة بالقص وغير الحاملة أو العناصر المشابهة المرتبطة بإحكام إلى المكونات الخارجية لمقاومة القوى المحددة من المعادلة (١٦) ، كما أنها ستتناسب حركات البناء الناتجة من القوى الجانبية أو تناسب التغييرات الحادثة فى درجة الحرارة . وسوف تدعم الخرسانة السابقة التجهيز وبوائكها و العناصر الأخرى التى تجهز فى مواقع عملها أو الوصلات الميكانيكية حسب المواصفات التالية :

١ - يسمح وجود الوصلات وصلات البائكة بالحركة النسبية بين الطبقات بما لا يقل عن $3.0 / K$ مرة قدر إزاحة الدور المرنة المحسوبة والناتجة عن قوى الزلزال المطلوبة أو (نصف) بوصة ، أيهما أكبر .

تصمم الوصلات التى تسمح بحركة فى المجال أو البائكة لإزاحة الدور من خلال انزلاق الوصلات المستخدمة للفتحات أو الوصلات التى تسمح بانزلاق متزامن أو قدرة مطيلية أو كليهما على السواء .

٢ - تتميز أجسام الوصلات بمطيلية كافية وقدرة دوران لتتمنع الانكسار الذى يمكن أن يحدث للخرسانة .

٣ - يصمم جسم الوصلة مرة وثلاث مرة قدر القوة المحددة فى المعادلة ١٦ ، مثل : المسمار ، وملحقات اللحام ، والأشاور ، والتى تصمم لتؤكد فصل المطيلية بالنسبة للوصلة ، أو تصمم بقدر ء أضعاف من الحمل المحدد فى المعادلة ١٦ .

٤ - المسامير المدفونة فى الخرسانة يجب أن تُربط أو تُجنش مع حديد التسليح لنقل القوى إلى الحديد .

٥- ستكون قيمة المعامل I للوصلة الكلية ١.٠ فى المعادلة ١٦ .

شهادات الأساسات :

- الأساسات الخازوقية المنفصلة لكل المبانى أو المنشآت فى المناطق الزلزالية (٤،٣،٢) يجب ربطها عن طريق شدادات متعامدة معها تقريباً إلا فى الحالات التى يتم فيها التحكم بقيد متزن ، عن طريق احتكاك التربة أو أية طرق أخرى .

- يجب تصميم الخوازيق أو الشدادات لتحمل القوى الجانبية التى حث عليها من قبل ، بقوة جانبية مساوية لـ $0.10ZI$ مرة قدر الحمل الرأسى الواقع على قاعدة الخازوق .

الإطارات المدعمة :

فى الإطارات المدعمة تصمم الوصلات لتطوير القدرة الإجمالية للعناصر أو أن يعتمد على القوى المحددة فى فقرة (الإطارات المدعمة) بدون زيادة الثلث من القوة المتزايدة للإجهاد الناتج عن قوى الزلزال .

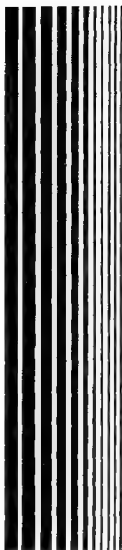
٥-٣-١٢ احتياجات أخرى:

العناصر الإنشائية غير المقاومة للزلازل :

فى المنطقتين الزلزالتين (٣ ، ٤) وكذلك بالنسبة للمبانى ذات عامل الأهمية الأكبر من (١) ، والواقعة فى المنطقة الزلزالية (٢) .. فإننا نجد عدم الاحتياج إلى كل عناصر الإطار لكى تعتبر جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية التى سيتم تقديرها . ويبدو أن هذه الطريقة ملائمة لقدرة الحمل الرأسى والعزم الناتج عنه ، والمرتبط بـ $3/K$ مرة من القدر الناتج عن القوى الجانبية المطلوبة . تعتبر مقاييس الجسامة للعناصر الأخرى حسبما ورد فى فقرة توزيع الأحمال الجانبية .

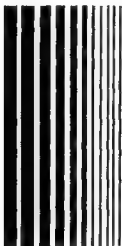
إطارات مقاومة العزم :

قد تغلق إطارات فراغ مقاومة العزم الخاص أو توصل بعناصر جساءة تميل لمنع إطار الفراغ الحادث من مقاومة القوى الجانبية ، حيث يبدو واضحاً أن ذلك



الفصل السادس

النظم الإنشائية
للمباني العالية



تعتبر منهجية الحساب الإنشائي من أهم مقومات الحصول على نتائج أقرب للدقة فخطوات الحساب يجب أن تسير وفق المراحل التسلسلية التالية:

- ١ - قبل اختيار الهياكل الإنشائية التي ستعتمد كأساس للحل الإنشائي لابد من إجراء بعض الدراسات الأولية تتضمن معالجة المعلومات الخاصة بالتصميم المعماري للمنشأ وبطبيعة التربة وكذلك منطقة الإنشاء. وكيفية استثمار المبنى وغيرها ، وهو ما توضحه بايجاز الفقرة (٦ - ١) . ومن ثم يجرى اعتماد الهيكل أو النظام الإنشائي تبعاً لما ورد في الفقرات الأخرى من هذا الفصل.
- ٢ - يجرى حساب كافة الأحمال الأفقية والرأسية التي سيجرى تطبيقها على المبنى المدروس ، بما في ذلك أحمال الرياح والزلازل التي شرحت طريقة حسابها في الفصلين الثالث والخامس .
- ٣ - تجرى عمليات التحليل الإنشائي للنظام الذي تم اعتماده، وفقاً لما هو موضح في الفصل السابع، وذلك بفرض إيجاد القوى والعزوم التي تتعرض لها عناصر النظام أو الهيكل المختار .
- ٤ - يتم حساب الإجهادات المطبقة على عناصر الهيكل ، حيث يجرى بعد ذلك اختيار أبعاد القطاعات وتسليحها ، ويلى هذا العمل إعداد المخططات الإنشائية بما يتوافق مع معطيات الكود المعتمد في الحساب .

١-٦ الدراسات الأولية:

تتألف الهياكل الإنشائية للمباني العالية عموماً من مجموعات الجدران أو الأعمدة والكمرات الرابطة ، وعناصر التقوية وعناصر النقل ... وتتصل العناصر ببعضها البعض ، لتشكل هيكلاً مستقراً تحت تأثير الأحمال الأفقية والرأسية حيث

تنقل كافة الأحمال إلى الأساسات عبر تلك العناصر .

ومن المفروض فى هذه المنشآت ، توفر الحد المطلوب من الصلابة الأفقية ، إضافة للمتانة والاستقرار (التوازن) وذلك لمقاومة الدفع الجانبي للرياح والزلازل . ومن أجل ذلك نلاحظ أن الأسقف ، تلعب دوراً هاماً فى عمليات الربط الأفقى لعناصر المنشأ . وإن لم تحقق هذه الأسقف ذلك ، فيستوجب عندئذ تقوية المنشأ بعناصر رأسية لها نفس المهمة .

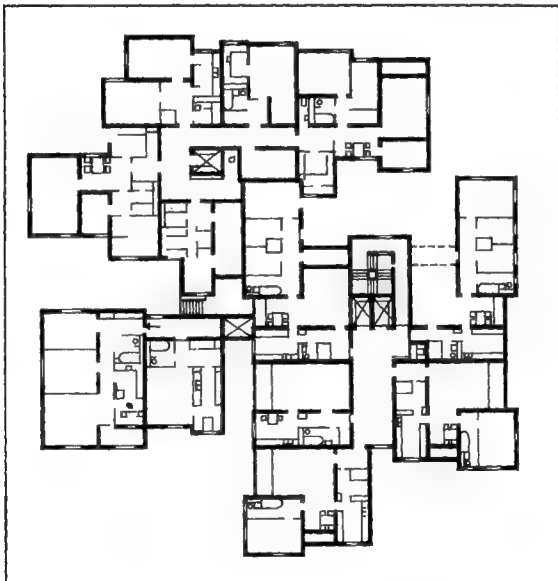
تسبق الدراسة الإنشائية للمباني العالية ، لمقاومة دفع الرياح والزلازل اختيار الهياكل الإنشائية المناسبة والتي تحقق الشروط التى تليها الأكواد المختصة، وذلك لتفادى الانزياح الأفقى الخطر، أو الهبوط أو انقلاب المبنى ، أو انهياره بسبب فقدان عناصره الإنشائية مقاومتها .

كما يسبق هذا الاختيار بعض الدراسات الأولية بالاعتماد على نتائج تقرير تربة موقع التأسيس ، وعلى المخططات والمساقط المعمارية . وعلى سبيل المثال نجد كثيراً من المباني العالية تتمتع بمساحات أفقية شاسعة، مما يجعلها لا تحقق الشروط فى الأبعاد الأفقية . وفى مثل هذه الحالات يجب تقسيم المبنى إلى كتل إنشائية جزئية ، لتحديد أماكن فواصل الهبوط والفواصل الإنشائية .. حسبما هو موضح فى الشكل (٦ - ١) .

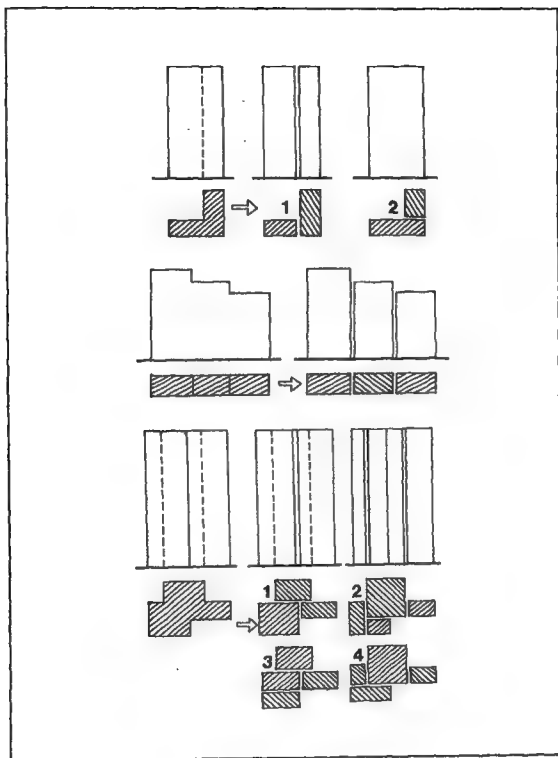
تتبع الدراسة الإنشائية للهياكل المختارة كلما اقتربنا أكثر من تحقيق الاعتبارات التالية فى مرحلة الدراسات الأولية :

- ١ - الارتفاعات المتساوية لكافة أدوار المبنى تسهل عمليات الحساب .
- ٢ - التناظر فى الهياكل الإنشائية يؤدى إلى التخلص من إجهادات اللى .
- ٣ - تحقيق توزيع الأحمال الرأسية بشكل متساو فى كافة الأدوار ما أمكن.

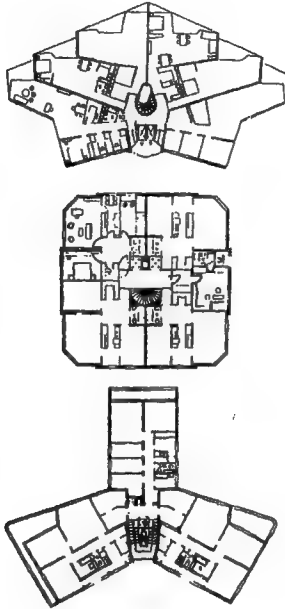
- ٤ - تحقيق الاستمرارية الرأسية فى كافة عناصر المبنى .
- ٥ - ربط الأساسات المنفردة أو المشتركة بشبكة من الروابط المتينة .
- وبعدئذ يجرى اختيار واعتماد النظام الإنشائى المناسب وفقاً لما هو مبين فى الفقرات التالية .



الشكل (٦-١)



الشكل (٦-١) ب



الشكل (٦-١) جـ

٦ - ٢ تصنيف النظم الإنشائية :

يلعب الشكل الهندسى للبناء ، وكذلك المواد المكونة له ، الدور الأساسى فى تحديد مقاومة هذا البناء للدفع الأفقى الناتج عن حركة الرياح أو الزلازل ، كما أن تلك المقاومة ترتبط بشكل مباشر بالهيكل الإنشائى الذى يمتص هذه الأحمال .

لا تتجاوز أنواع الهياكل الأساسية من الخرسانة المسلحة التى تتلقى أحمال الرياح أو الزلازل نوعين . فهى إما أن تكون مبانى ذات حوائط حاملة ، أو مبانى هيكلية . وتتفرع عن المبانى الهيكلية مجموعة من النظم الإنشائية.. فهناك الإطارات ، وجدران القص ، والهياكل الأنبوبية ... كما سنرى .

يجرى اختيار النظام الإنشائى للمبنى العالى تبعاً لعدة عوامل، نذكر منها :

١ - الوظيفة الاستثمارية للمبنى .

٢ - ارتفاع المبنى، ومستقطه المعمارى .

٣ - عدد الأدوار الإجمالية .

٤ - شكل ومقدار الأحمال المطبقة .

٥ - طبيعة التربة وطبيعة موقع الإنشاء .

وهذا مع الافتراض أن مادة البناء مختارة مسبقاً من الخرسانة المسلحة.

وقد يجرى فى بعض الحالات القليلة اشتراك أكثر من طريقة فى حل إنشائى لمبنى واحد . إلا أن ذلك قد يزيد من تعقيد الحسابات .

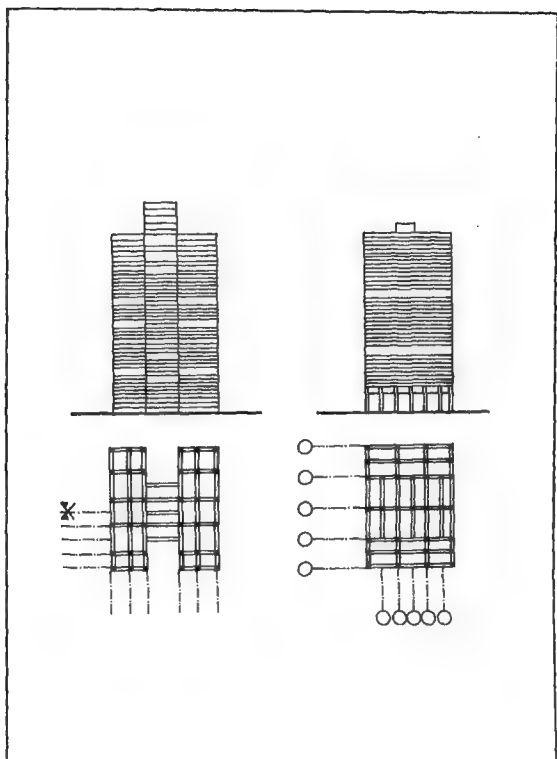
تستعرض الفقرات التالية النظم الإنشائية المعتمدة فى تلقى الأحمال الأفقية الناتجة عن الرياح وكذلك عن الزلازل والهزات الأرضية .

٦-٢-١ النظم الإطارية :

الإطار يشكله المنفرد البسيط ليس إلا عمودين متجاورين يربط بينهما كمرّة، عبر نقاط اتصال متينة، وتزداد مقاومة هذا التشكيل الهندسى بزيادة صلابته ، وتبعاً لطرق وشكل اتصال الإطارات ببعضها البعض فى الفراغ ، لكى تكون مجموعة الإطارات هيكلاً واحداً.

تقاوم هياكل الإطارات الأحمال الأفقية والرأسية بشكل جيد، لذلك يمكن اعتمادها كحل إنشائى مقبول فى المباني العالية التى لا يزيد فيها عدد الأدوار عن (١٥ - ٢٠ دور) فى الفنادق والمباني السكنية، عن (١٠ - ١٥ دور) فى مباني المكاتب ومباني الخدمات الأخرى .

يُوصى عند اختيار نظام الإطارات كحل إنشائى لمقاومة دفع الرياح أو الزلازل فى المباني العالية ، أن تحقق هذه الهياكل متانة اتصال الأعضاء عند العقد، بشكل يتناسب مع الوصول إلى قطاعات معقولة لهذه الأعضاء لاتعوق معه أية وظيفة استثمارية للمبنى ، أو تحدث أى خلل فى الشكل العمارى له.



الشكل (٦-٢)

٦-٢-٢ أنظمة جدران القص

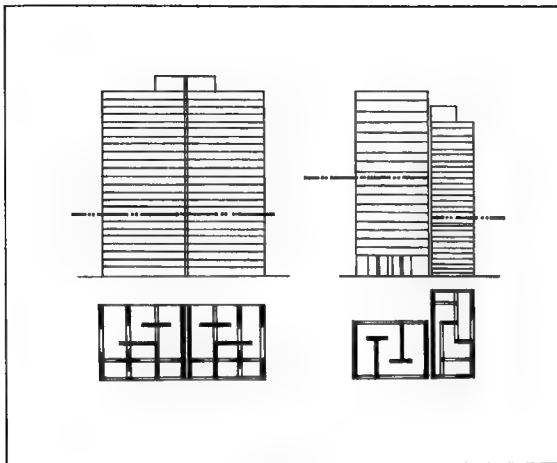
جدران القص هي جدران من الخرسانة المسلحة ، يجرى استخدامها فى المباني العالية لمقاومة أحمال الرياح أو أحمال الزلازل إضافة إلى الأحمال الرأسية الأخرى.

قد تكون الجدران المذكورة مصممة أو محتوية على فتحات ، وذلك بحسب الوظيفة المعمارية التى يؤدىها الجدار . إلا أنه مما يذكر هنا ، أن الفتحات تزيد من تعقيد العمل الإنشائى ، وخاصة فى تلك الحالات التى تكون فيها هذه الفتحات غير متناظرة أو غير متكررة أو غير منتظمة.

مما يبسط طرق الحساب عند اختيار جدران القص ، أن تكون هذه الجدران ذات سمك ثابت على كامل ارتفاع المبنى المدروس ، أو على الأقل سمك ثابت فى الدور الواحد أو مجموعة من الأدوار بشكل لا يؤثر معه تغير السماكات على عزم القصور . كما يفضل أن تحقق الجدران ما أمكن التناظر فى وضعها ضمن المبنى بحيث تمنع الليّ الناتج عن القوى الأفقية.

يجرى اختيار الجدران عادة بصورة تحقق الصلابة فى الاتجاهات الأربعة وبأطوال على المسقط الأفقى وسماكات ، تمنع معها التمدد أو الانكماش الأفقى فى الأسقف والناتج عن إجهادات حرارية .

تستخدم هياكل جدران القص فى المباني السكنية ومبانى الفنادق التى لا يزيد عدد أدوارها عن (٢٠ - ٣٠ دور) وفى مباني المكاتب ومبانى الخدمات الأخرى التى لا يزيد عدد أدوارها عن (١٥ - ٢٠ دور) .



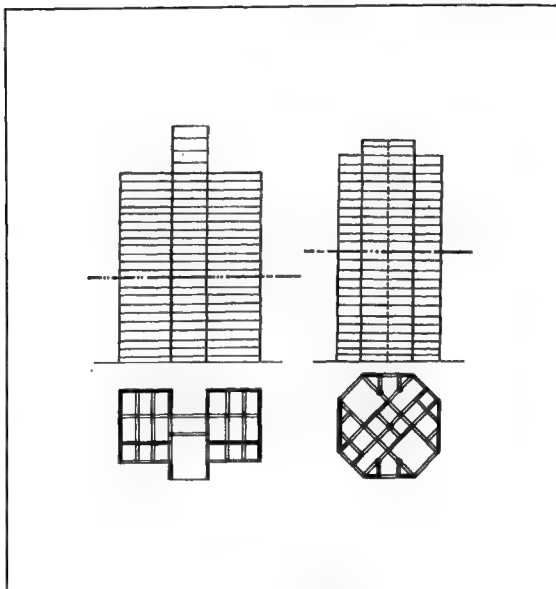
الشكل (٦-٣)

٦-٢-٣ النظام المشتركة :

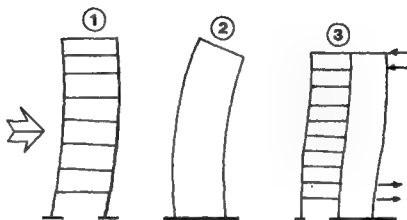
وهي الأنظمة الإنشائية المكونة من جدران قص وإطارات معاً . يعطى هذا النظام حلاً اقتصادياً في المباني السكنية والفنادق التي لا يزيد ارتفاعها عن (٣٠ - ٦٠ دور) . في حين لا يزيد عدد الأدوار في مباني الخدمات الأخرى والمكاتب عن (٢٠ - ٣٥ دور) .

يعود سبب اقتصادية مثل هذه الحلول إلى العمل المشترك الذي تقوم به كل من الإطارات والجدران في تحمل القوى الأفقية ، وبالتالي شكل التشوهات الناتجة عنها ، إذا أن صلابة الهياكل المختلطة يكون عموماً أكبر من صلابة أى من

المجدران أو الإطارات بشكل منفرد ، مما يخفف من قيم التشوهات الحاصلة في النظم المشتركة . والشكل (٦ - ٤) يوضح نماذج من الهياكل المختلطة والشكل (٦ - ٥) يبين الكيفية التي تتشوه فيها كل من الإطارات ، وجدران القص ، والهياكل المختلطة بسبب القوى الأفقية .



الشكل (٦ - ٤)



أشكال التشوه

١ - إطار منفرد

٢ - جدار منفرد

٣ - هيكل مشترك (إطار + جدار)

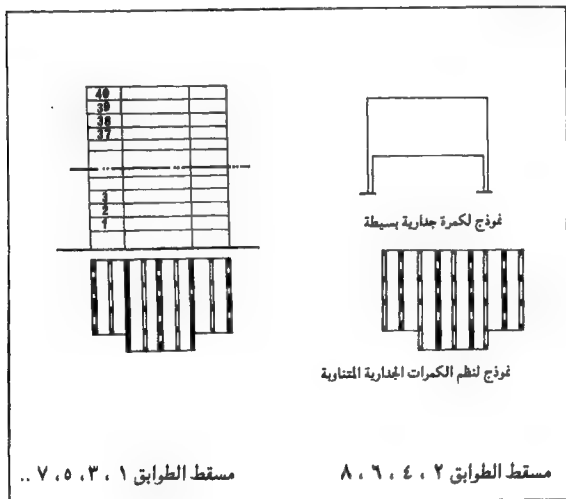
الشكل (٦ - ٥)

إن دراسة نماذج التشوهات للنظم الموضحة في الشكل (٦ - ٥) توضح لنا الكيفية التي من خلالها تخفف تشوهات النظم المشتركة ، حيث تم ذلك بأن تساهم الإطارات بشد الجدران باتجاه الدفع الأفقي في القسم السفلي من المبنى ، على حين يحدث العكس تماماً في القسم العلوي منه ، وتجري هذه العملية بسبب الاختلاف

الأساسى فى شكل التشوه بين الجدران كهيكل مستقل ، والإطارات كهيكل مستقل أيضاً .

٦-٢-٤ نظم الكمرات الجدارية المتناوبة :

يعبر هذا النظام عن هيكل من الكمرات العميقة (الكمرات الجدارية) الموزعة ضمن المبنى بشكل متناوب، « كأن تتكرر بعض الجدران فى الأدوار ذات الأرقام الفردية ، والبعض الآخر فى الأدوار ذات الأرقام الزوجية » كما فى الشكل (٦-٦) .



الشكل (٦-٦)

ويساوى ارتفاع كل كمرة من الكمرات ارتفاع الدور الذى يحتويها.

لوحظ من خلال الدراسات أن تشوهات الكمرات العميقة أقرب إلى تشوهات الجدران ، منها إلى تشوهات الإطارات ، لكون هذه الكمرات عناصر عالية الصلابة . وقد نصادف بعض الهياكل المختلطة المكونة من إطارات ، وكمرات عميقة . أو جدران وكمرات عميقة .

تصلح الهياكل ذات الكمرات العميقة للاستخدام فى المباني السكنية التى لاتزيد عن (٤٠ دور) .

٦-٢-٥ أنظمة الأنبوب الأحادى :

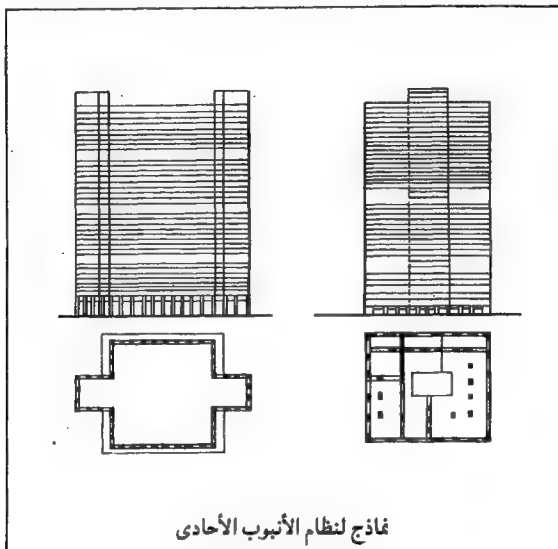
الأنظمة الأنبوبية الأحادية هى نظام إنشائى مكون من أعمدة موزعة على محيط المبنى ككل بصورة تكون معها المسافات بين الأعمدة متقاربة ولاتتجاوز ٣م كحد أقصى .

تستمر هذه الأعمدة على كافة أدوار المبنى ، وترتبط فى كل دور بكمرة محيطية يكون ارتفاعها كبيراً نسبياً ، بحيث تكون الوصلات (العقد) قادرة على تحمل القوى والعزوم المطبقة ، لذلك تدعى أيضاً بنظام الأنبوب الإطاري، ويمثل هذا التشكيل أنبوب إنشائى منفرد ومستمر .

يُشَبَّه هذا النظام بالهيكل السابق ، كما يمكن تشبيهه بجدران القص المفرغة . يستخدم فى المباني السكنية المكونة من (٤٥ - ٦٠ دور) ، ومباني المكاتب التى لايزيد عدد أدوارها عن (٣٠ - ٤٠ دور) .

وما يجدر ذكره فى هذه الأنظمة ، أن بعضاً من الأعمدة الداخلية أو الجدران الموزعة والمستمرة داخل الأدوار المتكررة ، غالباً ما ينقطع استمرارها فى الدور الأرضى ، وذلك نتيجة لاستخدام هذا الدور كمساحة خدمة للمبنى (جراج سيارات ، أو محلات تجارية ، أو صالات متعددة الاستخدام ...) الأمر الذى يتطلب بأن

يكون قطاع الكمرة الرابطة أو المحيطة بالأعمدة المحيطية فى الدور الأرضى كبير جداً ، فقد يصل فى بعض الحالات إلى ارتفاعات تزيد عن ٦ م بعرض يزيد عن ١ م.

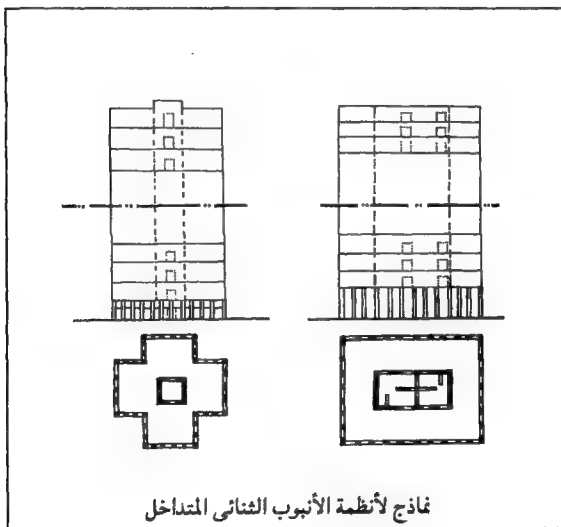


الشكل (٦-٧)

٦-٢-٦ أنظمة الأنبوب الثنائى المتداخل :

يشبه هذا النظام الهيكل السابق تماماً ، مع فارق واحد ، هو وجود أنبوب أو هيكل داخلى يكون على الأغلب مركزياً « فى وسط البناء » ، بحيث يستخدم لتوزيع الخدمات فى الأدوار .

إذن فنظام الأنبوب الثنائى المتداخل ، ليس إلا مجموعة من الأعمدة المستمرة والمحيطه بالبناء، ومربوطة بكمرات محيطية ذات صلابة كافية تشترك معها فى تلقى الأحمال مجموعة داخلية أشبه بالنواة المركزية تكون عناصرها على الأغلب من الكمرات العميقة (أو الجدران المفرغة) تستخدم هذه الهياكل فى المباني السكنية المكونة من (٦٠ - ٨٠ دور) ، أو فى مباني المكاتب التى يصل عدد الأدوار فيها إلى (٥٠ - ٦٠ دور) يوضح الشكل (٦ - ٨) بعض نماذج هذا النظام .

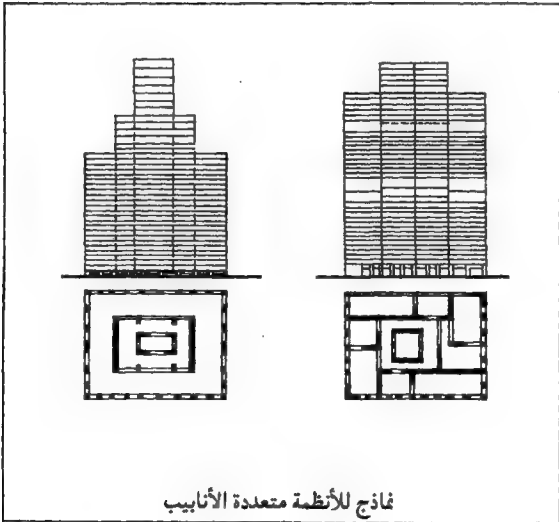


الشكل (٦ - ٨)

٦-٢-٧ أنظمة الأنابيب المتعددة

تستخدم فى هذا النظام عدة هياكل من الأنابيب الإطارية بشكل متداخل ،
لتعطى هيكلاً إنشائياً يصلح لارتفاعات تصل إلى ١٢٠ دور .

ويمثل الشكل التوضيحي (٦ - ٩) بعضاً لهذه النماذج . كما يبين الشكل
(٦ - ١٠) الشكل العام لبرج سيزر (Sears Tower) الواقع فى ولاية شيكاغو
بأمريكا ، والذي يعتبر أعلى بناء فى العالم . إذ يبلغ ارتفاعه ٤٤٢م وعدد أدواره
١١٠ دور . وهو مبنى بهياكل إنشائية متعددة الأنابيب .

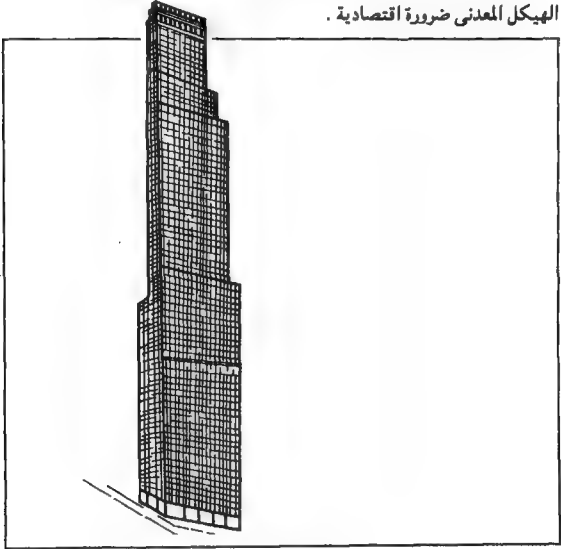


نماذج للأنظمة متعددة الأنابيب

الشكل (٦-٩)

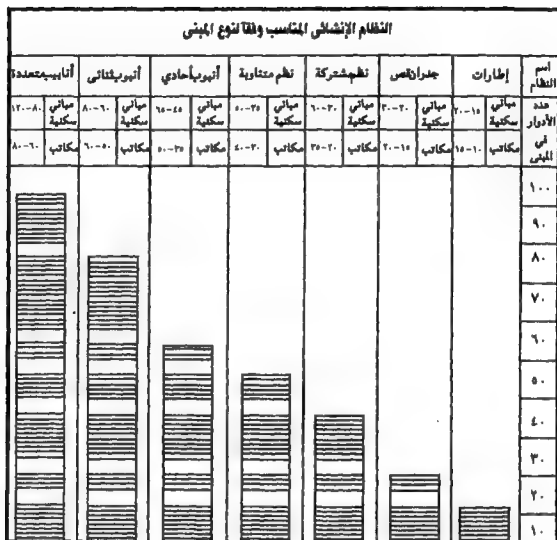
* إضافة إلى النظم الإنشائية سالفة الذكر ، هناك كما ذكرنا هياكل أخرى .
فقد يشترك نظام أو أكثر ليشكل هيكلاً مختلطاً .

فى المبانى التى يزيد عدد أدوارها عن (٦٠ - ٨٠ دور) يصبح استخدام
الهيكل المعدنى ضرورة اقتصادية .



الشكل (٦-١٠)

من خلال إلقاء الضوء الموجز على الهياكل أو النظم الإنشائية السابقة .
نستطيع اختيار إحداها بالاستعانة بالجدول (٦ - ١) بعد إنجاز مرحلة الدراسات
الأولية.



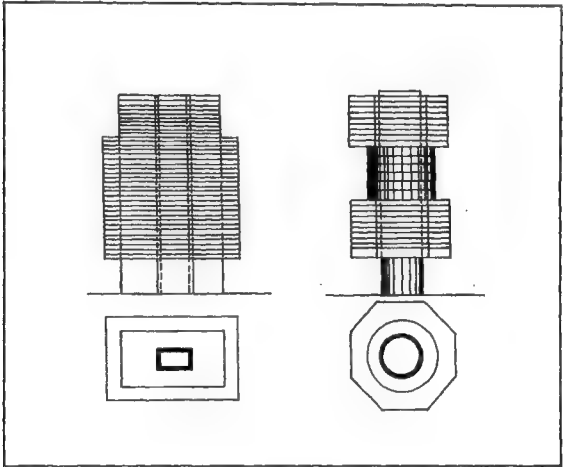
الجدول (٦-١)

٦-٣ النواة المركزية في المباني العالية:

في الحالات التي لا تسمح فيها الشروط المعمارية بإغلاق محيط المبنى (السبب جمالي أو لسبب آخر) في الدور الأول أو في الدورين الأولين منه إغلاقاً كاملاً ، يلجأ الإنشائيون إلى رفع البناء ، وتحميله على عناصر إنشائية من الجدران المسلحة أو غيرها ، بحيث تقع هذه العناصر داخل البناء ، لتشغل مساحة

أصغر عند منسوب الأرض الطبيعية . تدعى مجموعة هذه العناصر الإنشائية بالنواة المركزية .

وإضافة للدور الذى يلعبه هذا النظام بإعطاء أحجام كبيرة من الفراغ المحيط بالمبنى فى أسفله ، فهو يساهم فى منح شىء من الجمال المعمارى لهذه المنشآت .
يعتبر هذا النظام الإنشائى من حيث التكاليف غير اقتصادى ، ويعود ذلك إلى الكيفية التى يتم من خلالها انتقال الأحمال الأفقية والرأسية إلى الأساسات .



الشكل (٦ - ١١)

فالأحمال الأفقية والأحمال الرأسية العائدة للجزء المعلق ، تنقل إلى العناصر الحاملة « الجدران » فى النواة المركزية عن طريق مجموعة من العناصر الإنشائية

المساعدة كالشدادات . أما الأحمال الرأسية المطبقة على المساحات المحدودة بمحيط النواة فتنتقل مباشرة إلى جدرانها ، لكن هذه العناصر تساهم بارتكاز البلاطات عليها .

٦ - ٤ : نقل الأحمال إلى الأساسات :

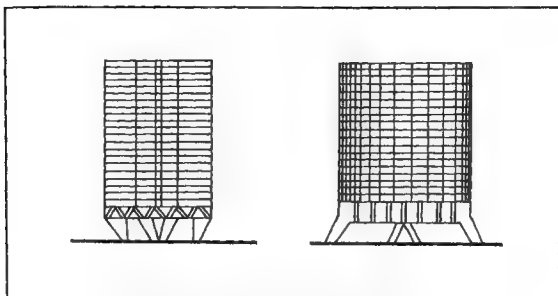
فى المباني التى تتكرر فيها الهياكل الإنشائية من الدور الأرضى ، بحيث تستمر كافة الأعمدة وكذلك الجدران على كامل المبنى ، لايعانى الإنشائيون من قضايا نقل الأحمال إلى الأساسات ، فالاستمرار يبسط عمليات الحساب .

أما مايحدث فى المباني العالية عموماً ، من حيث استخدام الدور الأرضى بشكل مغاير لاستخدام الأدوار الأخرى ، فقد يفرض بأن يتم رفع المبنى على أعمدة أو قد يلقى من الدور الأرضى بعض الأعمدة أو بعض الجدران التى يستمر وجودها فى بقية الأدوار . وهذا ماتتطلبه أيضاً حلول أنظمة الأنبوب الأحادى (راجع الفقرة ٦ - ٢ - ٥) ، الأمر الذى يؤدى إلى تعقيد طرق نقل الأحمال إلى الأساسات .

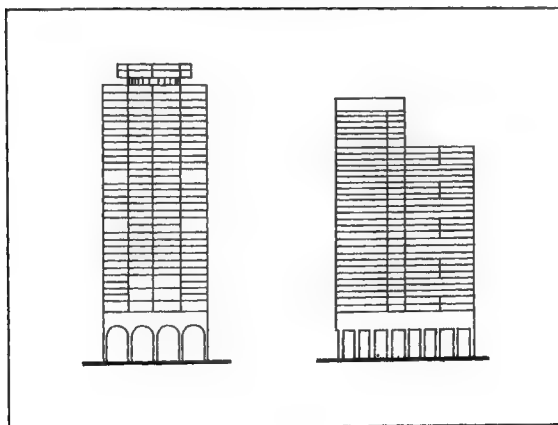
يمكن التغلب على هذه المشكلة باستخدام هيكل أو هياكل إنشائية تساعد على عمليات النقل تدعى بهيكل النقل أو هيكل التحويل ، يجرى استخدامها فى الدور الأرضى من البناء .

تبعاً للمتطلبات المعمارية والاستثمارية ، فقد يكون هيكل النقل من حيث عمله الإنشائى فراغياً ، كالإطارات الفراغية ، أو مستوياً ، كالأقواس والإطارات العادية ، أو الجدران أو خطياً كمجموعات الأعمدة والكمرات المحيطية .

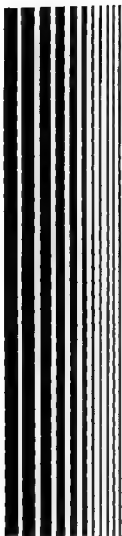
والشكل (٦ - ١٢) يبين نماذج من هيكل التحويل والنقل .



نماذج لأنظمة نقل الأحمال إلى الأساسات



الشكل (١٢-٦)



الفصل السابع

التحليل الإنشائي لهياكل

العمارة العالية بالطرق التقريبية



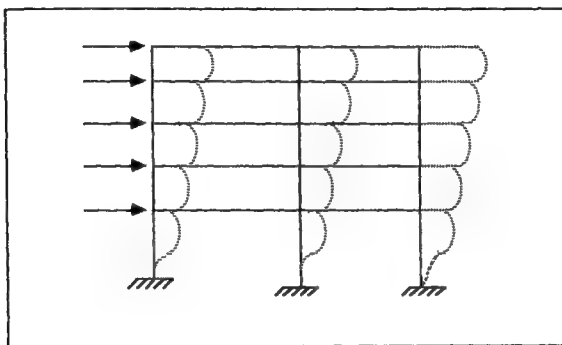
من المعروف أن أشكال الأحمال التي تتعرض لها المبانى العالية عديدة ومتنوعة ، فهناك الأوزان الرأسية الدائمة والمؤقتة ، وكذلك القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل أو الرياح ، إضافة للأحمال الناتجة عن تغيرات الحرارة أو عن هبوط الركائز ... وإلى غير ذلك .

وتتسبب هذه الأحمال بخلق إجهادات مختلفة فى عناصر الهيكل الإنشائى تتجلى فى عزوم الانحناء أو عزوم اللي أو قوى القص أو القوى المحورية كما يمكن أن تكون هذه الإجهادات بسيطة أو مركبة ، وفقاً لطبيعة عناصر الهيكل ولطرق ترابطها .

تهدف عملية التحليل الإنشائى إلى إيجاد الإجهادات الداخلية فى كل عنصر من الهيكل الإنشائى وتحديد أشكال التشوه والانزياح والهبوط من خلال حل المسائل المتعلقة بسلوك الهيكل تحت تأثير الأحمال المختلفة .

إن أى منشأ من الناحية الهندسية عبارة عن آلية مركبة تدعم مجموعة القوى المطبقة عليها فى وضع معين متزن ومستقر ، وبصورة عامة يعتبر المنشأ مستقراً إذا أمكن له تأمين مقاومة تعاكس أية حركة وشيكة فيه . ويُفترض أن التصميم الإنشائى يجب أن يحقق هذا الاستقرار ، تحت تأثير كافة الأحمال . كما يجب بالضرورة أن يحقق المتانة والمقاومة الكافيتين لقطاعات عناصر الهيكل .

تُعتبر صفة الاستمرار فى عناصر الخرسانة المسلحة صفة مميزة لمنشأته ، فهى من أكثر العوامل تعقيداً ، إذ أنها تجعل من مجموعات تلك العناصر هياكل إنشائية غير محددة استاتيكيّاً . الأمر الذى يؤدى إلى تعقيد طرق الحل والحساب ،



الشكل (٧ - ١)

أحد أشكال تشوه هياكل الإطارات تحت تأثير الدفع الأفقى

والاضطرار إلى استخدام علاقات تفاضلية وتكاملات رياضية ، قد لا تتمكن الأعمال اليدوية من حلها في بعض الأحيان ، دون الاستعانة بالحاسب . فعمليات التحليل الإنشائي في مثل هذه الحالات ، تحتاج لحسابات مطولة ومعقدة ، علاوة على تكاليفها المرتفعة .

ومن ناحية أخرى ، لا تُعتبر قوى الرياح والزلازل فيما لو قورنت بالأحمال الرأسية التي تتلقاها المنشآت ، ذات آثار كبيرة . لذلك يمكن القول بأنه يجوز الاستغناء عن طرق التحليل الدقيقة ، في تحليل قوى الرياح والزلازل واعتماد الطرق التقريبية بحد معقول ، وضمن شروط معينة .

نلاحظ على سبيل المثال أن صلابة العناصر المختلفة ، تشكل عاملاً هاماً في

الحساب الإنشائي . وقد تصادف بعضاً من المباني العالية المحتوية على جدران داخلية تزيد صلابتها بمقدار (٣٠٠٪) أو أكثر عن صلابة المنشأ ككل ، من أجل مقاومة الرياح .

فى حالات مشابهة للوضع المذكور ، تُهمل الطرق النظرية ، والحسابات التقريبية تأثير صلابة تلك الجدران بسبب صعوبة إجراءات الحل . ويبقى الطريق الوحيد لتحسين الصلابة هو التجارب المخبرية التى تُجرى على نموذج مصغر للبناء يجرى اختباره فى النفق الهوائى ، مما يسبب تكاليف باهظة على العمل .

مع هذه المعطيات نستنتج أن الطرق الكلاسيكية والطرق التقريبية تحافظ على أهميتها بشكل كبير فى حساب تأثير القوى الأفقية الناتجة عن الرياح والزلازل فى المباني العالية .

إن الطرق التقريبية تعتمد على افتراضات مبسطة كثيرة تساعد فى الوصول إلى نتائج مقبولة ، فإهمال العمل الفراغى للهيكل الإنشائية واعتماد الهيكل الخطية أو المستوية ، هو أحد الافتراضات التى تقترب من الدقة كلما اقترب الهيكل المدروس من وضع التناظر هندسياً ورياضياً .

هذا وتقترب الطرق التقريبية من الدقة كلما كان السلوك الفعلى للمنشآت أقرب إلى الافتراضات التى تعتمد عليها تلك الطرق .

يساعد تناظر المنشأ حول محاور هندسية ومحاور مرونة (EI) فى الحصول على نتائج أكثر دقة عند استخدام الطرق التقريبية للتحليل الإنشائي ، إذ يسمح هذا التناظر بأن نعتبر توزيع القوى الجانبية ، والإجهادات الناتجة عنها مسألة مستوية ، ويكون حينئذ السلوك الفعلى للهيكل ، قريب إلى حدٍ لا بأس به من الافتراضات التى استندنا عليها عند الحساب بهذه الطرق .

٧-٢ توزيع أحمال الرياح على عناصر الهيكل الإنشائي :

عندما تؤثر أحمال الرياح على بناء ما ، فإن ردود الأفعال التي تقاوم بواسطتها عناصر الهيكل تلك الأحمال ، لا تكون متساوية القيمة عادة . ويعود ذلك إلى الاختلاف في أبعاد تلك العناصر ، ومرونتها أو صلابتها ، ويُترجم هذا المفهوم رياضياً على النحو التالي :

إذا افترضنا أن الحمل الأفقي المطبق على مجموعة ما من العناصر عددها $(1-2-3...i...n)$ هو (W) ، فإن أى عنصر مثل (i) سيقاوم نسبة من هذا الحمل مقدارها $(f_i . W)$ ونسمى (f_i) بمعامل الصلابة النسبية لهذا العنصر ، أى المعامل الذى يمثل قدرة العنصر (i) على مقاومة الأحمال المطبقة عليه ، بشكل يتوافق معه الانتقال الحاصل فى هذا العنصر مع الانتقال فى الهيكل كله ، الناتج عن تطبيق (W) عليه . لذلك تعرف الصلابة النسبية لعنصر كما يلى :

الصلابة النسبية للعنصر على القص ، هى مقدار القوة الأفقية التى تسمح بأن يتحرك هذا العنصر بحركة انتقال خطى بنفس منحنى واتجاه القوة مقدارها (Δo) . حيث (Δo) هى وحدة الانتقالات.

الصلابة النسبية للعنصر على الانحناء ، هى مقدار القوة الأفقية التى تسمح هى وحدة الدوران (ϕo) . حيث (ϕo) بأن يدور هذا العنصر بزاوية مقدارها إذن يمكن القول بشكل عام بأن صلابة العنصر النسبية ، هى مقدار القوة الأفقية التى تؤدى إلى انتقال أفقى ذو دوران فى العنصر مقداره الوحدة.

نستطيع عند دراسة مجموعة من العناصر الإنشائية الواقعة فى منسوب أفقى واحد (دور واحد) استبدال الصلابة النسبية للعناصر بعزم القصور بشرط تحقيق ما يلى :

١ - أن تمتلك كافة العناصر فى الدور المدروس معامل مرونة واحد (E).

٢ - لجميع العناصر نفس شروط الارتكاز فى الأعلى والأسفل .

٣ - تمتلك كافة العناصر نفس الارتفاع فى الدور المدروس .

وتبعاً لافتراض توافر هذه الشروط فى المبانى المدروسة ، ندرس الطريقة التالية فى توزيع الأحمال الأفقية .

٧-٢-١ طريقة مركز المرونة التقريبية :

وتسمى أيضاً بطريقة مركز الثقل أو مركز الدوران ، وتعتمد هذه الطريقة التقريبية على الأسس التالية :

١ - الشروط الثلاث المذكورة أعلاه محققة .

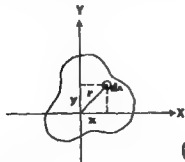
٢ - تعتبر مقاومات الجدران (العناصر الخطية) فى الاتجاه القصير لمقاطعها معدومة والأحمال الأفقية تطبق عليها فى الاتجاه الطويل فقط.

٣ - لاتتشوه الأسقف المستوية فى الأدوار ، بسبب القوى الأفقية المطبقة عليها .

قبل استعراض كيفية استخدام طريقة المرونة لابد من التذكير بعزم القصور للأشكال المستوية :

أولاً : عزم القصور للأشكال المستوية :

١ - يُعطى عزم القصور لشكل مستو بالنسبة إلى محورين (x, y) واقعين فى مستويه كما يلى :



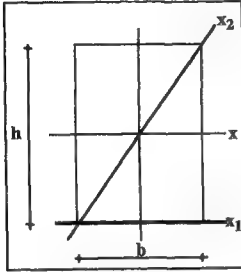
$$I_x = y^2 \cdot A$$

$$I_y = x^2 \cdot A$$

حيث (A) مساحة الشكل .

الشكل (٧-٢)

ومن أجل مستطيل أبعاده (b×h) يصبح عزم القصور حول المحاور المارة بمركز ثقله .



$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12}$$

- عزم قصور المستطيل بالنسبة لقاعدته

$$I_{x1} = \frac{b.h^3}{3}$$

- عزم قصور المستطيل بالنسبة إلى قطره

$$I_{x2} = \frac{b^3.h^3}{6(b^2+h^2)}$$

- عزم قصور متوازي الأضلاع (ضلعاه b×h) بالنسبة إلى قاعدته

$$I_{x1} = \frac{bh^3}{3}$$

ويمكن الحصول على عزم قصور أى شكل مستو بالنسبة إلى محور ما ، بتقسيم سطحه إلى شرائح . وضرب مساحة كل شريحة بمربع بعد مركز ثقلها عن المحور المفروض .

٢ - يعطى نصف قطر القصور لشكل ما بالعلاقة :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

حيث I = عزم القصور و A = مساحة الشكل

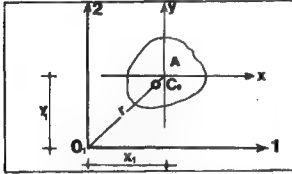
٣ - عزم القصور القطبى :

يسمى عزم قصور شكل ما بالنسبة إلى محور متعامد مع مستويه بعزم القصور القطبى (J).

$$J = r^2.A = I_x + I_y$$

أنظر الشكل (٧ - ٢)

٤ - عزم قصور شكل ما حول محورين (٢ و ١) موازيين للمحورين (x, y) المارين بمركز ثقله هو :



$$I_1 = I_x + A \cdot Y_1^2$$

$$I_2 = I_x + A \cdot Y_1^2$$

حيث (A) مساحة الشكل

(x_1, y_1) إحداثي مركز الثقل

بالنسبة للمحورين $(1, 2)$.

الشكل (٧-٤)

٥ - عزم القصور حول محور عمودي على الشكل ومار من النقطة (O_1) أى حول محور مواز للمحور المار من مركز الثقل المتعامد مع مستوى الشكل.

$$I_{O1} = J_0 + A \cdot r^2$$

٦ - محورا القصور الرئيسيين :

هما بالتعريف المحوران اللذان يكون عندهما عزمي القصور (I_y, I_x) بحدودهما الصغرى أو القصوى، ويحددان بالعلاقة التي تعطى الزاوية (θ) كمايلي :

$$\tan 2\theta = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x}$$









حيث (I_{xy}) حاصل ضرب القصور للسطح المدروس

$$I_{xy} = x \cdot y \cdot A$$

وفى الشكل (٧ - ٥) يعطى حاصل ضرب القصور حول المحورين $(1, 2)$ كمايلي :

$$I_{12} = I_{xy} + x_1 \cdot y_1 \cdot A$$

*** ملحوظة : يمثل الجدول (٧ - ١) عزم القصور وحاصل ضرب القصور للأشكال المختلفة حول محورين متعامدان يمران بمركز ثقل الشكل

Section	Area A	Distance from Axis to Extreme Fibers y and y _i	Moment of Inertia I	Section Modulus $S = \frac{I}{y}$	Radius of Gyration $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
	$\frac{b \cdot d}{2}$	$y = \frac{2d}{3}, y_i = \frac{d}{3}$	$\frac{b \cdot d^3}{36}$	$\frac{b \cdot d^2}{24}$	$\frac{d}{\sqrt{6}} = .258d$
	$\frac{b \cdot d}{2}$	$y = d$	$\frac{b \cdot d^3}{12}$	$\frac{b \cdot d^2}{12}$	$\frac{d}{\sqrt{6}} = .408d$
	$\frac{b+b_i}{2} \cdot d$	$y = \frac{b+2b_i}{b+b_i} \cdot \frac{d}{3}$ $y_i = \frac{b+2b}{b+b_i} \cdot \frac{d}{3}$	$\frac{b^2 \cdot d \cdot b_i \cdot b_i^2}{36(b+b_i)} \cdot d^3$ $\frac{b_i^2 \cdot d \cdot b \cdot b^2}{12(b+b_i)} \cdot d^3$		$\frac{d}{\sqrt{6}} \cdot \sqrt{\frac{b+b_i}{b+b_i}}$
	$\frac{\pi d^2}{4}$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^4}{64} = .049d^4$	$\frac{\pi d^3}{32} = .098d^3$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi(d^2 - d_i^2)}{4}$ $.785(d^2 - d_i^2)$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{\pi(d^4 - d_i^4)}{64}$ $-.049(d^4 - d_i^4)$	$\frac{\pi(d^3 - d_i^3)}{32}$ $-.098(d^3 - d_i^3)$	$\frac{\sqrt{d^4 - d_i^4}}{4}$
	$\frac{\pi d^2}{8} = .393d^2$	$y = \frac{(3\pi - 8)d}{6\pi} = .289d$ $y_i = \frac{2d}{3\pi} = .212d$	$\frac{9\pi^2 - 64}{152\pi} d^4$ $-.007d^4$	$\frac{9\pi^2 - 64}{192(3\pi - 4)} d^3$ $-.024d^3$	$\frac{\sqrt{9\pi^2 - 64}}{12\pi} d$ $-.132d$
	$\frac{\pi b \cdot d}{4} = .785bd$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{\pi b^3 \cdot d}{64} = .049bd^3$	$\frac{\pi b \cdot d^3}{32} = .098bd^3$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi b \cdot d}{4} = .785bd$	$y = \frac{b}{2}$	$\frac{\pi b^3 \cdot d}{64} = .049bd^3$	$\frac{\pi b^3 \cdot d}{32} = .098bd^3$	$\frac{b}{4}$

(٦ - ٧) جدول

Section	Area A	Distances to Extreme Fibers y and y ₁	Moment of Inertia I	Section Modulus $S = \frac{I}{y}$	Radius of Gyration $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
	$\frac{3}{2}d^2 \tan 30^\circ$ = .866d ²	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{A [d^2 (1 + 2 \cos^2 30^\circ)]}{12}$ = .06d ⁴	$\frac{A [d (1 + 2 \cos^2 30^\circ)]}{6}$ = .32d ³	$\frac{d \sqrt{1 + 2 \cos^2 30^\circ}}{4}$ = .384d
	$\frac{3}{2}d^2 \tan 30^\circ$ = .866d ²	$y = \frac{d}{2 \cos 30^\circ}$ = .577d	$\frac{A [d^2 (1 + 2 \cos^2 30^\circ)]}{12}$ = .06d ⁴	$\frac{A [d (1 + 2 \cos^2 30^\circ)]}{6}$ = .104d ³	$\frac{d \sqrt{1 + 2 \cos^2 30^\circ}}{4}$ = .264d
	$2d^2 \tan 22.5^\circ$ = .828d ²	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{A [d^2 (1 + 2 \cos^2 22.5^\circ)]}{12}$ = .055d ⁴	$\frac{A [d (1 + 2 \cos^2 22.5^\circ)]}{6}$ = .093d ³	$\frac{d \sqrt{1 + 2 \cos^2 22.5^\circ}}{4}$ = .257d
	$b d - h(b - t)$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{b d^3 - b^3 (d - t)}{12}$	$\frac{b d^2 - b^3 (d - t)}{6d}$	$\frac{\sqrt{b d^2 - b^3 (d - t)}}{\sqrt{12(b d - h(b - t))}}$
	$b d - h(b - t)$	$y = \frac{b}{2}$	$\frac{t(d - h)^3 + b d^3}{12}$	$\frac{t(d - h)^2 + b d^2}{6b}$	$\frac{\sqrt{t(d - h)^2 + b d^2}}{\sqrt{12(b d - h(b - t))}}$
	$b d - h(b - t)$	$y = \frac{d}{2}$	$\frac{b d^3 - b^3 (d - t)}{12}$	$\frac{b d^2 - b^3 (d - t)}{6d}$	$\frac{\sqrt{b d^2 - b^3 (d - t)}}{\sqrt{12(b d - h(b - t))}}$
	$b d - h(b - t)$	$y = \frac{b}{2}$	$\frac{t(d - h)^3 + b d^3}{12}$	$\frac{t(d - h)^2 + b d^2}{6b}$	$\frac{\sqrt{t(d - h)^2 + b d^2}}{\sqrt{12(b d - h(b - t))}}$
	$b d - h(b - t)$	$y = \frac{b}{2}$	$\frac{t(d - h)^3 + b d^3}{12}$	$\frac{t(d - h)^2 + b d^2}{6b}$	$\frac{\sqrt{t(d - h)^2 + b d^2}}{\sqrt{12(b d - h(b - t))}}$

تابع جدول (٧ - ١)

ونظراً لاختلاف عزم قصور هذه العناصر حول محاورها فى الاتجاه القصير، والمارة من مراكز ثقلها، فإن الحمل (W) سيؤدى إلى دوران هذه المجموعة حول محور واحد عمودى على الشكل المبين (Ce) إضافة إلى انتقال أفقى (Δ). وتسمى النقطة (Ce) المار منها المحور المذكور بمركز دوران المجموعة . أو بمركز المرونة لها .

إن دوران هذه المجموعة يسبب عزم لى مقداره :

$$M_T = W \cdot e$$

يؤثر على كافة العناصر بسبب عدم تطابق مركز تأثير الحمل (Ce) مع المركز المذكور (Ce). حيث (e) هى المسافة العمودية بين النقطة (Ce) وامتداد منحنى القوة (W).

بإمكاننا إذن اعتبار أن الحمل (W) مطبق فى المركز (Ce) . ويرافقه عزم اللى (M_T) . وعندئذ سيؤثر وضع التحميل هذا على كافة عناصر المجموعة كما يلى :

★ إذا اعتبرنا مستو ما (كالدور الأسفل عن الدور المدروس) منسوباً للمقارنة ، فإن المجموعة ستتحرك بانتقال نسبى (نسبة لمستوى المقارنة) مقداره (Δ) بسبب تطبيق (W) فى (Ce) وستدور بزاوية (φ) ، باتجاه تأثير العزم (M_T) المطبق فى (Ce) .

ونتيجة لذلك ، فإن أى عنصر مثل (I) من عناصر المجموعة ، سيتلقى أو سيقاوم نسبة من الحمل (W) المطبق أصلاً فى (Ce) مقدارها (W_i = f_i . W) حيث نسعى (f_i) معامل توزيع الحمل.

★ ملاحظة هامة : تُعتبر العناصر المدروسة مصمتة ولا تحتوى على فتحات .

يُعتبر تطبيق الحمل (W) في المركز (C_e) بمرافقة عزم اللي (M_T)، يُبسّط مفهوم معامل توزيع الحمل (f_i) ، حيث يمكن أن نكتب :

$$f_i = \alpha_i + \beta_i$$

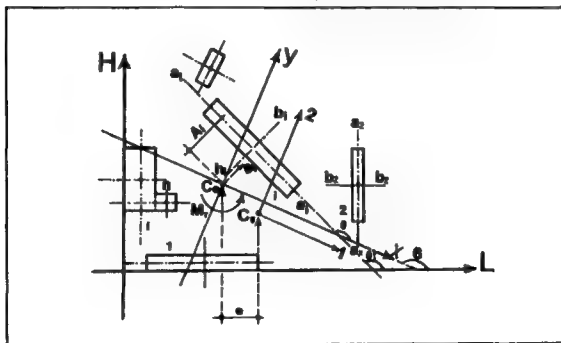
α_i = معامل توزيع الحمل الناتج عن انسحاب المجموعة بسبب تطبيق (W) في (C_e) .

β_i = معامل توزيع الحمل الناتج عن دوران المجموعة بسبب تطبيق (M_T) في (C_e) .

وبالتالي يكون نصيب العنصر المدرّوس (i) من الحمل الكلي (W) المطبق على المجموعة كاملة:

$$W_i = \alpha_i . W + \beta_i . W$$

★ نرجز خطوات العمل بطريقة مركز المرونة لتوزيع الأحمال الأفقية على العناصر الرأسية للهيكل الإنشائي كما يلي : (انظر شكل ٧ - ٧) .



الشكل (٧-٧)

١ - يجرى حساب عزم القصور (المستبدل بالصلاة النسبية) لكل عنصر على حدة حول محوري القصور الرئيسيين (aa-bb) لهذا العنصر، (Ia و Ib).

٢ - نختار مجموعة محاور إحداثية اعتباطية لمجموعة العناصر بفرض تسهيل عمليات الحساب (ولتكن (LL-HH).

٣ - نحسب عزوم القصور لعناصر الهيكل بالنسبة للمحاور الاعتباطية (LL-HH) ، فمن أجل عنصر (i) يكون :

$$I_{LL} = I_{a_i} \cdot \cos^2 \theta_i + I_{b_i} \sin^2 \theta_i$$

$$I_{HH} = I_{a_i} \cdot \sin^2 \theta_i + I_{b_i} \cos^2 \theta_i$$

حيث (θ_i) الزاوية التى يصنعها المحور الرئيسى (a_i, b_i) للعنصر مع المحور (LL).

ولهذه العزوم مركبات حول كل من (LL و HH) تعطى كما يلى :

$$(I_{LH})_i = (I_{a_i} - I_{b_i}) \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i$$

وهى تساوى الصفر فى الحالات التى تكون فيها المقاطع العرضية للعناصر متناظرة حول محورها الأساسيين (aa-bb) ، أو فى الحالات التى ينطبق فيها المحورين المذكورين مع محوري القصور الرئيسيين للمجموعة . كما أنه فى العناصر الخطية نستطيع إهمال قيمة (I_{HH}) وبالتالى تصبح كافة حدود العلاقات المحتوية على عزم القصور هذه مساوية للصفر .

ويكون مجموع هذه القيم للهيكل المدروس ككل :

$$I_L = \sum_{i=1}^n I_{L,i}$$

$$I_H = \sum_{i=1}^n I_{H,i}$$

$$I_{LH} = \sum_{i=1}^n (I_{LH})_i$$

٤ - نعين إحداثيات مركز مرونة المجموعة فى الحالة العامة كمايلى :

$$L_c = \frac{I_{LH} \cdot \sum_{i=1}^n I_{Li} \cdot H_i - I_{Li} \sum_{i=1}^n I_{Hi} \cdot L_i}{I_{LH} \cdot I_H - I_{LH}^2}$$

$$H_c = \frac{I_{Hi} \cdot \sum_{i=1}^n I_{Li} \cdot H_i - I_{LH} \sum_{i=1}^n I_{Hi} \cdot L_i}{I_{LH} \cdot I_H - I_{LH}^2}$$

وتحدد بعد ذلك مجموعة محاور القصور الرئيسية (xx&yy) لمجموعة العناصر ككل .

٥ - نحسب الصلابة المائلة بالنسبة لهذه المحاور الجديدة مع ملاحظة أن الزاوية (θ^i) تستبدل (θ) وهى الزاوية التى يشكلها المحور الرئيسى (a-a) للعنصر المدروس مع المحور (x-x) .

٦ - نحسب القوى الجزئية التى يتحملها كل عنصر كمايلى :

$$W_{La} = (W_{wi} + W_{MTI})a$$

$$W_{Lb} = (W_{wi} + W_{MTI})b$$

حيث :

$(W_{wi})a$ = النسبة من القوة الكلية التى يتحملها عنصر (i) بالاتجاه

(a₁ - a_i) بسبب تطبيق الحمل الكلى (W) فى المركز (C₀) .

$(W_{wi})b$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملها العنصر (i) فى

الاتجاه (b_i - b_i) بسبب تطبيق الحمل (W) فى (C₀) .

$(W_{MTI})a$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملها العنصر (i) فى

الاتجاه (a_i - a_i) بسبب تطبيق العزم (M_T) فى (C₀) .

(i) $(W_{MT})b$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملها العنصر

فى الاتجاه $(b_i - b_i)$ بسبب تطبيق العزم (MT) فى (Ce).

وتبسيطاً للحساب فإن هذه القوى الأربعة تعطى بالعلاقات التالية فى الحالة

العامة، من أجل عنصر (i):

$$(W_{wi})a = \frac{I_{ai}}{I_x} W_x \cos \theta_i + \frac{I_{ai}}{I_y} W_y \sin \theta_i$$

$$(W_{wi})b = \frac{I_{bi}}{I_x} W_x \cos \theta_i + \frac{I_{bi}}{I_y} W_y \sin \theta_i$$

$$(W_{MT})a = \frac{I_{ai}}{J} A_i M_T$$

$$(W_{MT})b = \frac{I_{bi}}{J} B_i M_T$$

وبشكل نهائى تصبح القوى الجزئية التى يتحملها كل عنصر كما يلى :

$$W_{wia} = \left(\frac{I_{ai}}{I_x} \cdot W_x \cos \theta_i + \frac{I_{ai}}{I_y} \cdot W_y \sin \theta_i \right) + \left(\frac{I_{ai}}{J} \cdot A_i M_T \right)$$

$$W_{wib} = \left(\frac{I_{bi}}{I_x} \cdot W_x \sin \theta_i + \frac{I_{bi}}{I_y} \cdot W_y \cos \theta_i \right) + \left(\frac{I_{bi}}{J} \cdot B_i M_T \right)$$

حيث :

I_{ai} = عزم قصور العنصر (i) حول المحور $(a_i - a_i)$

I_x = عزم قصور مجموعة العناصر حول المحور الرئيسى $(x-x)$.

W_x = مركبة الحمل (W) على المحور $(x-x)$.

θ_i = الزاوية بين المحور الرئيسى $(x-x)$ والمحور $(a_i - a_i)$ للعنصر (i).

I_y = عزم قصور مجموعة العناصر حول المحور الرئيسى $(y-y)$.

J = عزم القصور القطبي لمجموعة العناصر حول المحور العمودي على المستوى

المدرس والمار من مركز الدوران (C_0). والمعطى بالعلاقة التالية :

$$J = \sum_{i=1}^n (I_{ai} \cdot A^2 + I_{bi} \cdot B^2)$$

A_i = المسافة العمودية بين المركز (C_0) ، وامتداد المحور ($ai-ai$) للعنصر المدرس .

I_{bi} = عزم قصور العنصر (i) حول المحور ($bi-bi$) .

B_i = المسافة العمودية بين المركز (C_0) وامتداد المحور ($bi-bi$) للعنصر المدرس.

W_y = مركبة الحمل (W) على المحور ($y-y$) .

n = عدد العناصر الرأسية في المستوى المدرس .

مع ملاحظة أن عزم الليّ ($M_T=0$) عندما ينطبق المركزان (C_g, C_0) .

* تعتبر الحالات السائدة ، والأكثر وروداً في معظم المباني ، هي تلك التي

تكون فيها محاور القصور الرئيسية لكافة العناصر ($aa-bb$) متوازية فيما بينها .

ورغم أن هذه الحالات ، تعتبر حالات خاصة من الحالة العامة ، غير أنها توضح

طرق تطبيق هذه الطريقة بالشكل المبسط لها . لذلك نستعرض بعض الحالات

الخاصة:

٧ - ٢ - ١ - طريقة مركز المرونة في الحالات الخاصة :

* الحالة الأولى : جدران مستقلة متوازية

يبين الشكل (٧ - ٨) إحدى الحالات الخاصة لمجموعة إنشائية لدور في

مبنى عاليٍ تتركز مراكز ثقل جميع العناصر فيها بالمحور الأفقي ($X-X$) .

أثرت على هذا الدور المحتوى على مجموعة من العناصر حمل أفقي

قدره (W) في مركز الدور (C_g) .

$$H_{ce} = 0$$

حيث (Ial) عزم قصور العنصر (i) حول المحور (b-b) (أو في الاتجاه a-a) .

$$I_{al} = \frac{b_i h_i^3}{12}$$

حيث: (bi) عرض الجدار (i). و (hi) طول الجدار (i).

$L_i =$ إحداثي الجدار (i) بالنسبة للمحور (H-H) .

تُعتبر مجموعة المحاور (XX-YY) مجموعة محاور قصور رئيسية للمجموعة كاملة . فإذا اعتبرنا مجموعة محاور إحداثية جديدة مساعدة (2-2&1-1) ، مارة من (C_g) ، فيمكننا حينئذ تعيين المسافة (e) بين (C_e, C_g) .

نفترض بعد ذلك أن الحمل (W) مطبق في مركز مرونة المجموعة (C_e) ويرافقه عزم لى قدره $M_T = W \cdot e$

- نحسب قيمة الحمل الجزئي الذي يتحمله جدار مثل (i) من العلاقات السابقة أو من العلاقة:

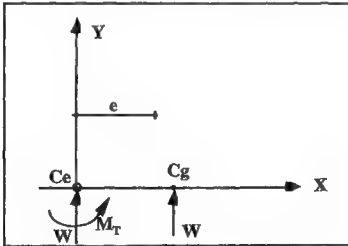
$$W_i = W_{wi} + W_{MTi}$$

والتي تؤول في هذه الحالة إلى الصيغة التالية :

$$W_i = \left(\frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} \cdot W \right) + \frac{I_{xi} X_i}{j} \cdot e \cdot W$$

$$W_i = \alpha_i \cdot w + \beta_i \cdot W$$

وبما جدر ذكره أن قيمة معامل التوزيع (β) قد يأخذ إشارة موجبة أو سالبة وذلك تبعاً لاتجاه العزم (M_T) .



الشكل ٧-٩

-الحل:

يُعتبر أولاً أن الجدران في الاتجاه (b-b) لا تأخذ أية حمل .

أما من أجل الاتجاه الآخر، فنعين موقع مركز دوران المجموعة (C_e) وقبل

ذلك نحسب عزم قصور الجدران حول المحور (b-b) (أى باتجاه a-a) :

$$I_{a1} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}$$

$$I_{a1} = 0.3 \frac{(8)^3}{12} = 12.8 \text{ m}^4$$

$$I_{a2} = 6.4 \text{ m}^4$$

$$I_{a3} = 10.7 \text{ m}^4$$

$$I_{a4} = 8.5 \text{ m}^4$$

$$I_{a5} = 6.4 \text{ m}^4$$

$$\sum_{i=1}^5 I_{ai} = 44.8 \text{ m}^4$$

$$L_{ce} = \frac{\sum_{i=1}^5 I_{ai} \cdot L_i}{\sum_{i=1}^5 I_{ai}}$$

$$L_{ce} = \frac{1}{44.8} (0 + 6.4 + 4.5 + 10.7 \times 9.5 + 8.5 \times 14.5 + 6.4 \times 20)$$

$$L_{ce} = \frac{381.7}{44.8} = 8.52 \text{ m}$$

- نحسب قيمة (e) كما يلي :

$$e = 10 - 8.52 = 1.48 \text{ m}$$

- نحسب عزم القصور القطبي:

$$J = \sum_{i=1}^5 I_{xi} \cdot X_i^2 = 12.8 (-8.52)^2 + 6.4 (-4.02)^2 + 10.7 (0.98)^2$$

$$+ 8.5 (5.98)^2 + 6.4 (11.48)^2 = 2190 \text{ m}^6$$

وتكون حصة كل جدار من القوي الأفقية كما يلي :

١ - بسبب تطبيق (W) فى المركز (Ce) :

$$W_{wi} = \frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^5 I_{xi}} \cdot W$$

$$W_{w1} = \frac{12.8}{44.8} \times 140 = 0.286 \times 140 = 40 \text{ T}$$

$$W_{w2} = \frac{6.4}{44.8} \times 140 = 0.143 \times 140 = 20 \text{ T}$$

$$W_{w3} = \frac{10.7}{44.8} \times 140 = 0.239 \times 140 = 33 \text{ T}$$

$$W_{w4} = \frac{8.5}{44.8} \times 140 = 0.189 \times 140 = 27 \text{ T}$$

$$W_{w5} = \frac{6.4}{44.8} \times 140 = 0.143 \times 140 = 20 \text{ T}$$

ومن الملاحظ أن $W = \sum W_{wi}$ ، ذلك لأن :

$$\sum \alpha = 0.286 + 0.143 + 0.239 + 0.189 + 0.143 = 1.000$$

٢ - بسبب تطبيق (M_T) فى المركز (Ce) :

$$(W_{MT})_i = \frac{I_{xi} \cdot X_i}{J} \cdot M_T$$

$$M_T = 140 \times 8.52 = 1193 \text{ ton.m}$$

$$(W_{MT})_1 = -59 \text{ T}$$

$$(W_{MT})_2 = -14 \text{ T}$$

$$(W_{MT})_3 = +6 \text{ T}$$

$$(W_{MT})_4 = +27 \text{ T}$$

$$(W_{MT})_5 = +40 \text{ T}$$

٣ - تكون القوى الإجمالية الموزعة على الجدران كما يلي :

$$W_1 = 40-59 = -19 \text{ T}$$

$$W_2 = 20-14 = +6 \text{ T}$$

$$W_3 = 33+6 = +39 \text{ T}$$

$$W_4 = 27+27 = +57 \text{ T}$$

$$W_5 = 20+40 = +60 \text{ T}$$

$$\Sigma W_i = 140 \text{ T}$$

- القوة (W_1) سالبة، لذلك يُعتبر اتجاهها بعكس اتجاه (W) .

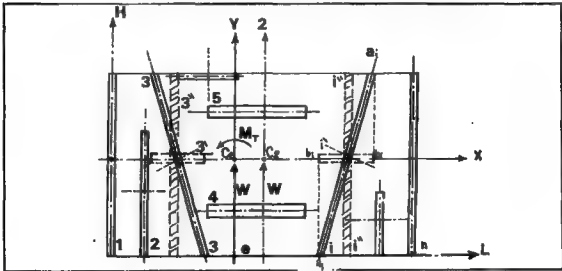
* الحالة الثانية : الجدران مستقلة وبعضها مائل :

الشكل (٧ - ١١) يبين مسقطاً لمبنى عالٍ، يضم جدران أفقية ورأسية ومائلة ويتعرض لحمل أفقي مقداره (W) . مطبق في مركز الطابق (C_g) .

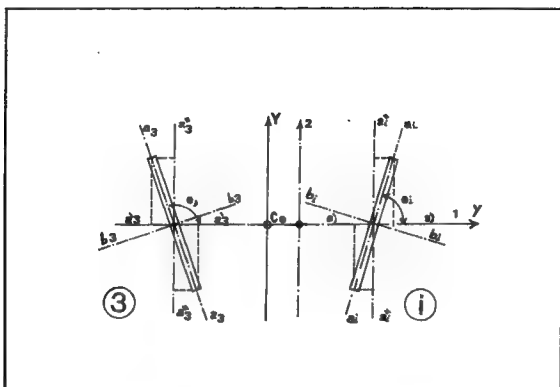
يوزع الحمل (W) على عناصر المجموعة وفقاً لما يلي :

١ - نعتد مجموعة محاور إحداثية اعتباطية موازية لأكبر عدد من محاور

القصور الرئيسية للعناصر، مثل المحاور $(LL\&HH)$.



الشكل (٧-١١) أ



الشكل (٧-١١) ب

٢ - نستبدل العناصر المائلة بمساقطها الأفقية والرأسية ، بصورة يبقى معها لكل جدار مائل أو لمسقطه الأفقى أو الرأسى مركز الثقل نفسه. وبحيث تصبح جميع عناصر المجموعة أفقية أو رأسية . مما يجعل كافة المحاور الأساسية لعزم قصور جميع العناصر متوازية فيما بينها وموازية لمجموعة الإحداثيات الإعتبارية .

مع الإشارة إلى أن هذا قد يؤدى إلى حدوث أخطاء في النتائج النهائية لاتزيد عن (١٠٪) .

٣ - نحسب بعدئذ عزم قصور الجدران ، مع الإنتباه بأنه بالنسبة للجدران المائلة يكون :

$$(I_i'')_x = I_a \cos^2 \theta_i + I_b \sin^2 \theta_i$$

$$(I_i'')_y = I_a \sin^2 \theta_i + I_b \cos^2 \theta_i$$

على أن تُهمل الصلابة بالإتجاهات الصغيرة للجدران الخطية .

٤ - نحدد إحداثيات مركز المرونة (Ce) بالنسبة للمحاور الاعتبارية (HH&LL) حيث نعين بعدها المحاور الرئيسية لمجموعة العناصر .

٥ - نطبق لإيجاد الحمل الجزئي على كل عنصر .

*** مثال :**

مطلوب حساب الأحمال التي يتلقاها كل جدار من الجدران الموضحة في الشكل (٧ - ١٢) ، والتي تتعرض إلى حمل أفقى إجمالى مقداره ($W=150T$) مع العلم بأن أبعاد الجدران هي :

$$b_1 = b'_1 = 0.20 \text{ m}$$

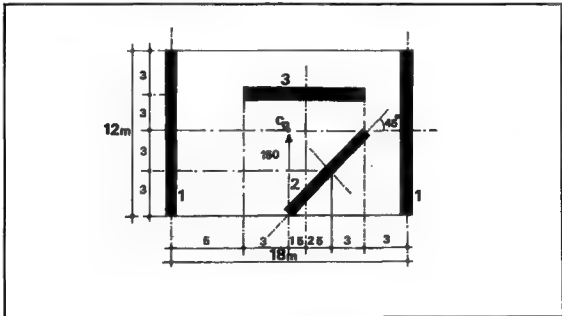
$$h_1 = 12.0 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.20 \text{ m}$$

$$h_2 = 8.5 \text{ m}$$

$$b_3 = 0.25 \text{ m}$$

$$h_3 = 10 \text{ m}$$



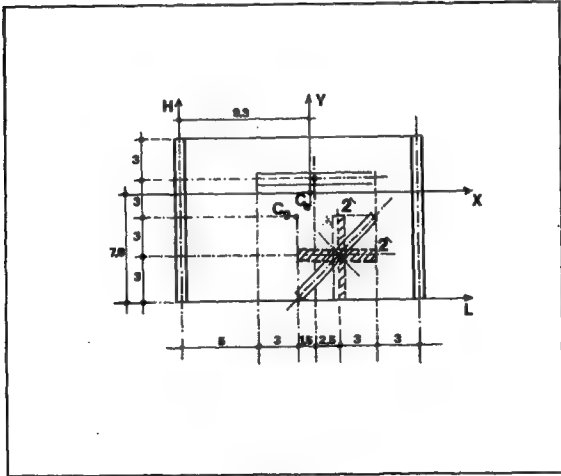
الشكل (٧-١٢)

الحل :

- نعتبر الصلابة النسبية لكافة العناصر بالإتجاه الصغير لمحاور القصور الرئيسية مهمة .

- نحسب عزم القصور لهذه العناصر بالإتجاه الآخر مع إفتراض جدارين وهميين ($2''$ و $2'$) بدلاً من الجدار (2) لهما مركز ثقل هذا الجدار نفسه . ونختار مجموعة محاور إحداثية مساعدة (LL&HH) ، حسب الشكل (٧-١٣) .

- نحسب عزم قصور العناصر حول محاورها القصيرة :



الشكل (٧-١٣)

$$I_1 = I_1' = 0.2 \cdot \frac{12^3}{12} = 28.8 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0.25 \cdot \frac{10^3}{12} = 20.8 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 10.2 \text{ m}^4 \Rightarrow I_2' = I_2'' = I_2 \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) = 5.1 \text{ m}^4$$

ويكون:

$$\sum I_x = 25.9 \text{ m}^4$$

$$\sum I_y = 62.7 \text{ m}^4$$

$$L_{ce} = \frac{\sum I_{yi} \cdot L_i}{\sum I_{yi}} = \frac{579.6}{62.7} = 9.3 \text{ m}$$

$$H_{ce} = \frac{\sum I_{xi} \cdot H_i}{\sum I_{xi}} = \frac{202.5}{25.9} = 7.8 \text{ m}$$

وذلك مع اعتبار أن :

$$L_1 = 0$$

$$H_2' = 3 \text{ m}$$

$$L_2'' = 12 \text{ m}$$

$$H_3 = 9 \text{ m}$$

$$L_1' = 18 \text{ m}$$

ويكون بعدئذ :

$$X_1 = - 9.3 \text{ m}$$

$$Y_1 = - 1.8 \text{ m}$$

$$X_2 = + 2.7 \text{ m}$$

$$Y_2 = - 4.8 \text{ m}$$

$$X_3 = + 0.2 \text{ m}$$

$$Y_3 = + 1.2 \text{ m}$$

$$X_1' = + 8.7 \text{ m}$$

$$Y_1' = - 1.8 \text{ m}$$

$$\sum I_y \cdot X^2 = 4708 \text{ m}^6$$

$$\sum I_x \cdot Y^2 = 148 \text{ m}^6$$

$$J = 4856$$

$$e = 9.3 - 8 = 1.3 \text{ m}$$

$$M_T = 150 \times 1.3 = 195 \text{ m.ton}$$

ويجرى توزيع الأحمال على الجدران كما يلي :

$$(W_1)_{WY} = (W_1')_{WY} = \frac{28.8}{62.7} \times 150 = 68.9 \text{ T}$$

$$(W_2'')_{WY} = \frac{5.1}{62.7} \times 150 = 12.2 \text{ T}$$

$$\Sigma (W_i)_{WY} = 68.9 \times 2 + 12.2 = 150 \text{ T}$$

$$\Sigma (W_i)_{WX} = 0$$

$$(W_2')_{MTX} = \frac{5.1 (-4.8)}{4856} (195) = -1 \text{ T}$$

$$(W_3)_{MTX} = \frac{20.8 (1.2)}{4856} (195) = +1 \text{ T}$$

$$\Sigma (W_i)_{MTX} = 0$$

$$(W_1)_{MTY} = \frac{20.8 \times (-9.3)}{4856} (-195) = +10.9 \text{ T}$$

$$(W_1'')_{MTY} = \frac{20.8 (8.7)}{4856} (195) = -10.0 \text{ T}$$

$$(W_2'')_{MTY} = \frac{5.1 (-4.8)}{4856} (195) = -0.9 \text{ T}$$

وبالتالي يكون:

$$\Sigma (W_i)_{MTY} = 0$$

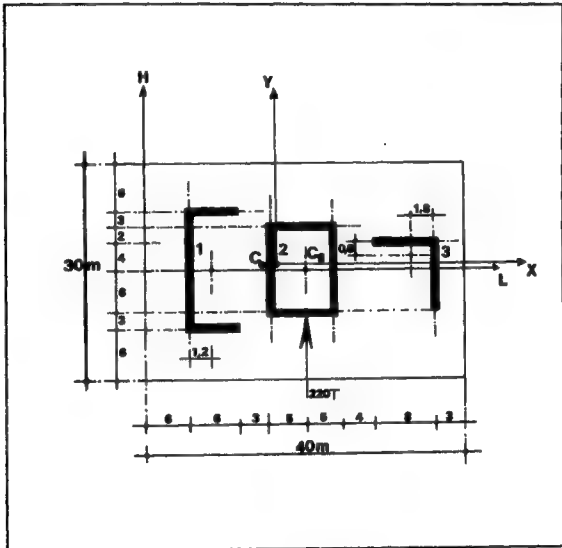
$$\Sigma W_{ix} = 0$$

$$\Sigma W_{iy} = 150$$

*** الحالة الثالثة : الجدران مترابطة و (مصمتة) :**

يوضح المثال التالي نموذج الحل لمثل هذه الحالات ، ففي الشكل (٧ - ١٤) مجموعة من الجدران المترابطة ، والتي يؤثر فيها حمل أفقى ($W = 200 \text{ T}$).

والمطلوب توزيع هذا الحمل على عناصر المجموعة علماً بأن عرض جميع الجدران ثابت ، ويساوى ($b = 0.25 \text{ m}$) . وأطوالها كما هي موضحة فى الشكل المذكور .



الشكل (٧ - ١٤)

الحل :

- نحسب عزم قصور العناصر حول المحاور الرئيسية لها ، والمأز من مراكز ثقلها :

$$I_{1a} = 285 \text{ m}^4$$

$$I_{1b} = 15 \text{ m}^4$$

$$I_{2a} = 202 \text{ m}^4$$

$$I_{2b} = 154 \text{ m}^4$$

$$I_{3a} = 65 \text{ m}^4$$

$$I_{3b} = 21 \text{ m}^4$$

- إحداثيات مركز المرونة للمجموعة :

$$L_{ce} = \frac{\sum I_{ai} \cdot L_i}{\sum I_{ai}} = \frac{8380}{552} = + 15.2 \text{ m}$$

$$H_{ce} = \frac{\sum I_{bi} \cdot H_i}{\sum I_{bi}} = \frac{71.4}{190} = + 0.4 \text{ m}$$

نحدد محوري القصور الرئيسيين للمجموعة فتكون إحداثيات مركز ثقل العناصر بالنسبة لهذين المحورين كما يلي :

$$X_1 = 8 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.4 \text{ m}$$

$$X_2 = 4.8 \text{ m}$$

$$y_2 = 0.4 \text{ m}$$

$$X_3 = 20 \text{ m}$$

$$y_3 = 3 \text{ m}$$

$$e = 20 - 15.2 = 4.8 \text{ m}$$

- عزم القصور القطبي للمجموعة :

$$J = \frac{0.2}{12} [(18^3 (0.4)^2 + 2 \times 12^3 (0.4)^2 + 10^3 (1.4)^2 + 2 \times 6^3 (9.4^2 + 8.6^2) + 2 \times 12^3 (6.4^2 + 5.6^2) + 8^3 (3.6)^2]$$

$$J = 5500 \text{ m}^6$$

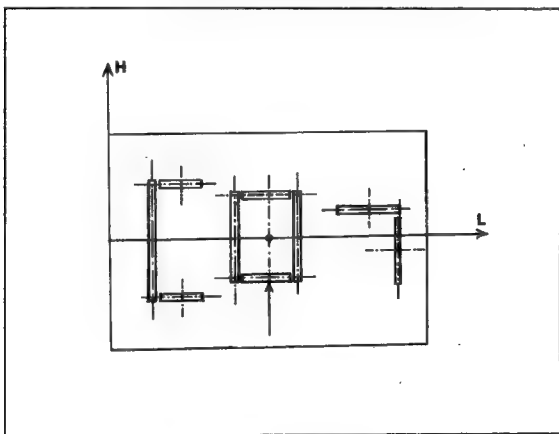
ثم توزع الأحمال تبعاً للعلاقات التي مرت معنا سابقاً ، حيث نحسب لكل عنصر $(W_{wi})_x$ و $(W_{wi})_y$ و $(W_{MTi})_x$ و $(W_{MTi})_y$ ويكون لأي عنصر :

$$(W_i)_x = (W_{wi})_x + (W_{MTi})_x$$

$$(W_i)_y = (W_{wi})_y + (W_{MTi})_y$$

• ملاحظة :

يمكن حل المسألة السابقة مع اعتبار أن الجدران منفصلة كما في الشكل (٧ - ١٥) وإهمال مقاومة الأجزاء الأفقية من العناصر . وإعتبار أن الجدران التي تتحمل (W) هي فقط التي توازي أطوالها المحور (H) . حيث يتغير في هذه الحالة عزم القصور القطبي للمجموعة .



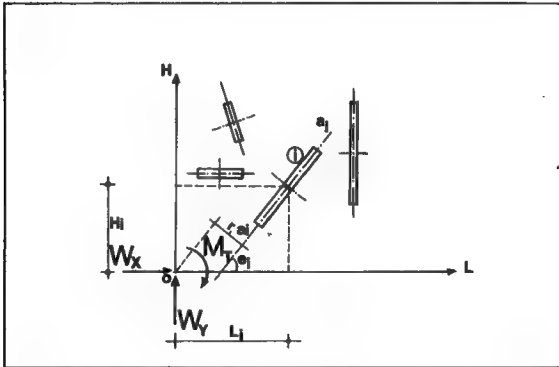
الشكل (٧ - ١٥)

٢-١-٢-٧ طريقة الصلابة لتوزيع الاحمال على عناصر الهيكل الانشائي :

تسمح هذه الطريقة والتي تُعتبر من أكثر الطرق إستخداماً ، بحساب القوى المؤثرة على أى جدار فى مجموعة إنشائية معرضة لقوة دفع أفقى (W) . ويكون إستخدامها أبسط من إستخدام طريقة مركز المرونة فى الحالات التى يكون فيها توزيع الجدران فى الدور بشكل غير متناظر .

وتعتمد على المفاهيم الأساسية التالية :

١ - يمكن تحليل أى قوة أفقية خارجية (W) إلى مركبات (W_L , W_H)، وذلك على أى محورين اختياريين (LL&HH) وإضافة إلى عزم لى (M_T) حول النقطة (O)، «يفضل أن تكون O مركز دوران المجموعة» .



الشكل (٧-١٦)

٢ - تُحدث القوى (W_L , W_H , M_T) فى المجموعة إنتقالاً أفقياً فى المستوى المدروس مقداره (Δ) . ومركباته بالنسبة لأى عنصر مثل

(i) هى $(\Delta_L, \Delta_H, \Delta_T)$ ونتيجة لهذا الوضع تنشأ في أى عنصر من العناصر مجموعة من القوى الداخلية تتناسب مع صلابتها النسبية الماثلة . وهذه القوى هى :

أ - $(I_1 \cos \theta_1) \cos \theta_1$: القوة فى الإتجاه (LL) للعنصر (i) نتيجة مركبة الانتقال (Δ_L) .

ب - $(I_1 \cos \theta_1) \sin \theta_1$: القوة فى الإتجاه (HH) للعنصر (i) نتيجة مركبة الانتقال (Δ_H) .

ج - $(I_1 \cdot r_1)$: العزم حول (O) للعنصر (i) نتيجة مركبة الانتقال (Δ_T)

$$r_1 = L_1 \sin \theta_1 - H_1 \cos \theta_1 \quad \text{حيث :}$$

٣ - بما أن المجموعة المدروسة متزنة، فإن معادلات الاتزان تكون كما يلى :

$$W_L = \sum W_i \cos \theta_i$$

$$W_H = \sum W_i \sin \theta_i$$

$$M_T = \sum W_i \cdot r_i$$

والتي يمكن أن تكتب على الشكل :

$$[W] = [I] \cdot [\Delta] \quad \Rightarrow$$

$$W_L = \sum I_L \cdot \Delta_L + \sum I_{LH} \cdot \Delta_H + \sum I_{LT} \cdot \Delta_T$$

$$W_H = \sum I_{LH} \cdot \Delta_L + \sum I_H \cdot \Delta_H + \sum I_{HT} \cdot \Delta_T$$

$$M_T = \sum I_{LT} \cdot \Delta_L + \sum I_{HT} \cdot \Delta_H + \sum I_T \cdot \Delta_T$$

ويحل هذه المعادلات الثلاث نحصل على $(\Delta_L, \Delta_H, \Delta_T)$ ، وذلك بعد اعتبار

أن :

$$\sum I_L = \sum I_i \cos^2 \theta_i$$

$$\sum I_H = \sum I_i \sin^2 \theta_i$$

$$\sum I_T = \sum I_i r_i^2$$

$$\sum I_{LH} = \sum I_i \sin \theta_i \cos \theta_i$$

$$\sum I_{LT} = \sum I_i r_i \cos \theta_i$$

$$\sum I_{HT} = \sum I_i r_i \sin \theta_i$$

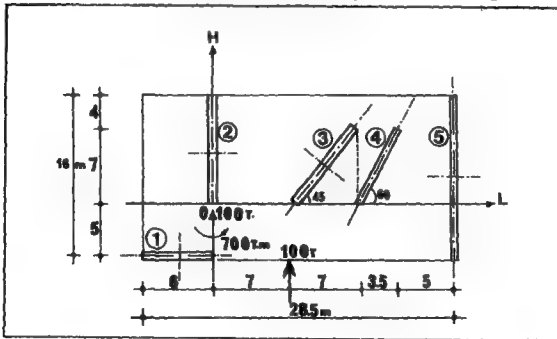
٤ - نحسب بعدئذ القوة المؤثرة على العنصر (i) في الاتجاه (a_i) من العلاقة :

$$W_i = (\Delta L \cos \theta_i + \Delta H \sin \theta_i + \Delta T \cdot r_i) I_i$$

* مثال :

المجموعة الموضحة في الشكل (٧ - ١٧) تتعرض لحمل أفقي (W=100T) مطلوب حساب الأحمال على الجدران المبينة ذات السماكة الثابتة (t=20cm) بطريقة الصلابة .

الحل : نختار مجموعة الإحداثيات (LOH) الموضحة .



الشكل (٧-١٧)

ولدينا :

$$W_L = 0$$

$$W_H = 100 \text{ T}$$

$$M_T = 700 \text{ m.Ton}$$

١ - نحسب عزم قصور العناصر حول محاورها ($a_i a_i$) ثم قيم (r_i) ، والنسب

المثلثية للزوايا (θ_i):

$$I_1 = 3.60 \text{ m}^4$$

$$r_1 = 5 \text{ m}$$

$$I_2 = 22.18 \text{ m}^4$$

$$r_2 = 0$$

$$I_3 = 16.17 \text{ m}^4$$

$$r_3 = 4.95 \text{ m}$$

$$I_4 = 7.99 \text{ m}^4$$

$$r_4 = 12.12 \text{ m}$$

$$I_5 = 68.27 \text{ m}^4$$

$$r_5 = 22.5 \text{ m}$$

$$\theta_1 = 0 \quad \sin \theta_1 = 0$$

$$\cos \theta_1 = 1$$

$$\theta_2 = 90^\circ \quad \sin \theta_2 = 1$$

$$\cos \theta_2 = 0$$

$$\theta_3 = 45^\circ \quad \sin \theta_3 = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\cos \theta_3 = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$\theta_4 = 60^\circ \quad \sin \theta_4 = \frac{\sqrt{3}}{2}$$

$$\cos \theta_4 = \frac{1}{2}$$

$$\theta_5 = 90^\circ \quad \sin \theta_5 = 1$$

$$\cos \theta_5 = 0$$

٢ - نحسب قيم ($I_i \cdot \sin \theta_i$) و ($I_i \cdot \cos \theta_i$) و ($I_i \cdot r_i$) :

$$I_1 \cdot \sin \theta_1 = 0.0$$

$$I_1 \cdot \cos \theta_1 = 3.6$$

$$I_1 r_1 = 18.0$$

$$I_2 \cdot \sin \theta_2 = 22.18$$

$$I_2 \cdot \cos \theta_2 = 0.0$$

$$I_2 r_2 = 0.0$$

$$I_3 \cdot \sin \theta_3 = 11.43$$

$$I_3 \cdot \cos \theta_3 = 11.43$$

$$I_3 r_3 = 80.0$$

$$I_4 \cdot \sin \theta_4 = 6.92$$

$$I_4 \cdot \cos \theta_4 = 4.0$$

$$I_4 r_4 = 96.84$$

$$I_5 \cdot \sin \theta_5 = 68.27$$

$$I_5 \cdot \cos \theta_5 = 0.0$$

$$I_5 r_5 = 1536.0$$

٣ - وتكون القوى الناتجة عن (W_L) كما يلي :

$$I_{Li} = I_i \cos^2 \theta_i = (LL) \text{ فى الاتجاه}$$

$$\left. \begin{array}{l} I_1 \cdot \cos^2 \theta_1 = 3.6 \\ I_2 \cdot \cos^2 \theta_2 = 0.0 \\ I_3 \cdot \cos^2 \theta_3 = 8.1 \\ I_4 \cdot \cos^2 \theta_4 = 2.0 \\ I_5 \cdot \cos^2 \theta_5 = 0 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{Li} = 13.7 \approx 14$$

ب - فى الاتجاه (HH) $I_{LHi} = I_i \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i = (HH)$

$$\left. \begin{array}{l} I_{LH1} = 0.0 \\ I_{LH2} = 0.0 \\ I_{LH3} = 8.1 \\ I_{LH4} = 3.5 \\ I_{LH5} = 0 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{LHi} = 11.6 \approx 12$$

ج - حول المحور العمودى للمستوى والمار من (0) وفق:

$$I_{LTi} = I_i \cdot r_i \cdot \cos \theta_i = (L)$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{LT1} = 18.0 \\ I_{LT2} = 0.0 \\ I_{LT3} = 56.6 \\ I_{LT4} = 48.48 \\ I_{LT5} = 0.0 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{LTi} = 123.1 \approx 123$$

٤ - القوى الناتجة عن (W_H):

أ - في الاتجاه (LL) $I_{HLi} = I_i \cdot \sin\theta_i \cdot \cos\theta_i = (LL)$

$$\left. \begin{array}{l} I_{HL1} = 0.0 \\ I_{HL2} = 0.0 \\ I_{HL3} = 8.1 \\ I_{HL4} = 3.5 \\ I_{HL5} = 0 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{HLi} = 11.6 \approx 12$$

ب - في الاتجاه (HH) $I_{Hi} = I_i \cdot \sin^2\theta_i = (HH)$

$$\left. \begin{array}{l} I_{H1} = 0.0 \\ I_{H2} = 22.18 \\ I_{H3} = 8.1 \\ I_{H4} = 6.0 \\ I_{H5} = 68.27 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{Hi} = 104.6 \approx 105$$

ج - حول المحور المار من (0) وفق:

$$I_{HTi} = I_i \cdot r_i \cdot \sin\theta_i = (H)$$

$$\left. \begin{array}{l} I_{HT1} = 0.0 \\ I_{HT2} = 0.0 \\ I_{HT3} = 56.6 \\ I_{HT4} = 83.9 \\ I_{HT5} = 1536 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{HTi} = 1676.5 \approx 1677$$

٥ - القوى الناتجة عن (M_T) :

أ - في الاتجاه (LL) $I_{TLi} = I_i \cdot r_i \cdot \cos \theta_i$

$$\left. \begin{array}{l} I_{TL1} = 18.0 \\ I_{TL2} = 0 \\ I_{TL3} = 56.6 \\ I_{TL4} = 48.50 \\ I_{TL5} = 0 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{Ti} = 123.1 \approx 123$$

ب - في الاتجاه (HH) $I_{THi} = I_i \cdot r_i \cdot \sin \theta_i$

$$\left. \begin{array}{l} I_{TH1} = 0.0 \\ I_{TH2} = 0.0 \\ I_{TH3} = 56.6 \\ I_{TH4} = 83.9 \\ I_{TH5} = 1536 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{THi} = 1676.5 \approx 1677$$

ج - حول المحور المار من (0) $I_{Ti} = I_i \cdot r_i^2$

$$\left. \begin{array}{l} I_{T1} = 225.0 \\ I_{T2} = 0.0 \\ I_{T3} = 396.2 \\ I_{T4} = 1173.7 \\ I_{T5} = 34561.7 \end{array} \right\} \quad \Sigma I_{Ti} = 36356.6 \approx 36357$$

وتصبح المعادلات كمايلي

$$14 \Delta_L + 12 \Delta_H + 123 \Delta_T = 0$$

$$12 \Delta_L + 105 \Delta_H + 1677 \Delta_T = 100$$

$$123 \Delta_L + 1677 \Delta_H + 36357 \Delta_T = 700$$

وبحل هذه المعادلات نحصل على :

$$\Delta_L = -1.472$$

$$\Delta_H = +2.786$$

$$\Delta_T = -0.1043$$

٦ - وتكون القوى على الجدران باتجاه محاورها الطويلة كمايلي :

$$W_{Li} = I_i \cdot \cos\theta_i \cdot \Delta_L \quad \text{أ - بسبب القوة } (W_L)$$

$$W_{L1} = 3.6 (-1.472) = -5.3$$

$$W_{L2} = 0 (-1.472) = 0$$

$$W_{L3} = 11.43 (-1.472) = -16.8$$

$$W_{L4} = 4 (-1.472) = -5.9$$

$$W_{L5} = 0 (-1.472) = 0$$

$$W_{Hi} = I_i \cdot \sin\theta_i \cdot \Delta_H \quad \text{ب - بسبب القوة } (W_H)$$

$$W_{H1} = 0 (2.786) = 0$$

$$W_{H2} = 22.18 (2.786) = 66.8$$

$$W_{H3} = 11.43 (2.786) = 31.8$$

$$W_{H4} = 6.92 (2.786) = 19.3$$

$$W_{H5} = 68.27 (2.786) = 190.2$$

٧-٣ تحليل النظم الإطارية الخاضعة للأحمال الأفقية:

إن الطرق التقريبية لحساب الإجهادات الناتجة عن الرياح والزلازل فى روابط الإطارات الصلبة عديدة وكثيرة . وتعتمد هذه الطرق بشكل عام على التحليل الاستاتيكي المبنى على أسس تبسيط الافتراضات فى توزيع قوى القص على الأدوار . مع اعتبار الصلابة غير المحسوبة التى يمكن إضافتها للمنشأ بواسطة أرضياته ، وجدرانها وقواطعها .

وفى الحالات التى تكون فيها الأرضيات والجدران والقواطع ذات صلابة ضعيفة ، أو فى الحالات التى يكون فيها ارتفاع المبنى كبيراً ، فإن ملائمة أية طريقة تقريبية فى التحليل لا تكون قابلة للتطبيق إلا فى روابط الرياح للإطارات الصلبة.

إن الطرق التقريبية الصحيحة لمعالجة إجهادات الرياح والزلازل فى الإطارات، تتبع بشكل منطقي حساب الخصائص الهندسية وعزم القصور لأعمدة وكمرات الإطارات أولاً. ولكن بما أن تحديد الأبعاد الصحيحة للعناصر ، نادراً ما يكون ممكناً فى الخطوات الأولى للتصميم ، بسبب المتطلبات المعمارية والميكانيكية ، فليس من العملى محاولة إجراء تحليل دقيق بصورة مباشرة . لذلك فلا بد من إجراء مجموعة من التقريبات الأولية .

يمكن بالنتيجة القول إنه من خلال مراقبة سلوك وأشكال تشوه الإطارات تحت تأثير الأحمال الأفقية ميزت الدراسات بين نوعين من الطرق التقريبية للتحليل الإنشائى للإطارات الغير محددة استاتيكيّاً.

النوع الأول :

يتبنى مفهوم تبسيط الحل بجعل الإطار محدداً استاتيكيًا ، من خلال افتراض وضع مفاصل وهمية فى نقاط معينة منه . ويستخدم بذلك معادلات الاتزان لحساب القوى الداخلية .

النوع الثانى :

يعتمد طرق تحويل الإطار إلى منشأ مكافئ من حيث الخواص ، ويجرى تحليله بعد ذلك بطرق حل المعادلات التفاضلية الخاصة بهذه الحالة ، أو باستخدام الطرق العددية فى التقريب المتتالى ، آخذين بعين الاعتبار فى كلتا الحالتين شروط توافق الانتقالات بقدر معقول ..

نذكر من النوع الأول الطريقة التالية :

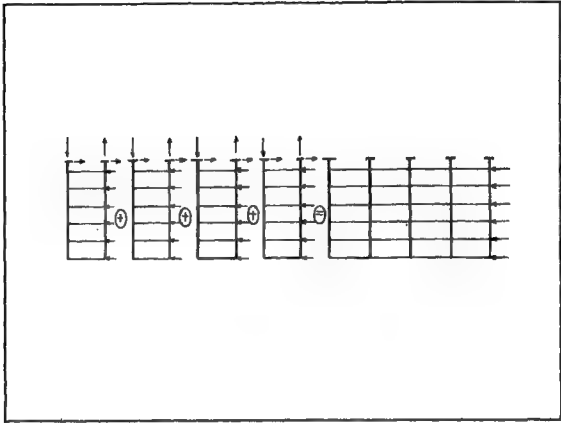
٧-٣-١ طريقة الإطارات التقريبية :

تعتبر هذه الطريقة من أبسط الطرق التقريبية لتحليل الإطارات . وهى تعتمد على افتراض أساسى هو أن الهيكل المدروس ، والمشكل من إطارات غير محددة استاتيكيًا من درجة عالية ، يتألف من فتحات منفردة . ويتكون كل إطار منفرد بدوره من عمودين متجاورين تصل بينهما كمرّة.

توضع أحمال الرياح أو الزلازل أو الأحمال الأفقية الأخرى بشكل مركز عند كل دور .

تطبق هذه الطريقة على الإطارات ذات الأبعاد المتقاربة (من حيث بحور الكمرات والارتفاعات) . مع الأخذ بعين الاعتبار الافتراضات التالية :

- ١ - تعتبر نقاط كل من منتصفات ارتفاعات الأعمدة، ومنتصفات فتحات الكمرات مفاصل وهمية. فهى إذن نقاط لتغيير إشارات العزوم .

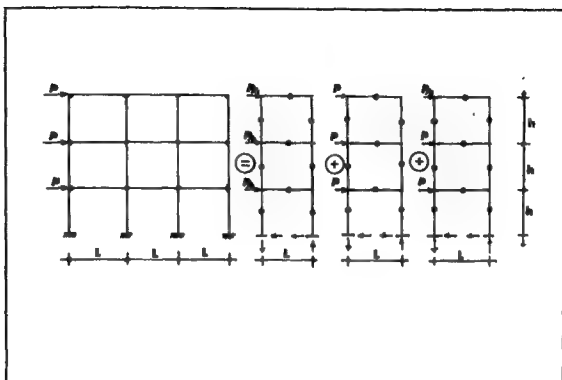


الشكل (٧-١٨)

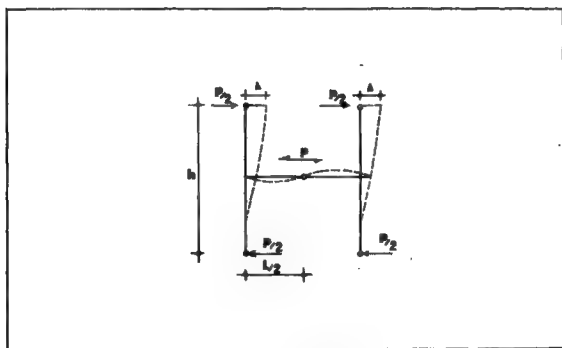
٢ - تعتبر قوى القص فى الأعمدة الداخلية متساوية . ويتحمل كل عمود خارجى من قوى القص نصف ما يتحملة العمود الداخلى .

« ويزداد مع هذا الاعتبار فرق التشوه المحورى بين الأعمدة الخارجية كلما كان ارتفاع العمود أكبر ، مما يتسبب فى حدوث إجهادات مرتفعة لاتؤخذ بالحسبان .

كما تزداد قيم وكميات الأخطاء بازدياد الفروق بين أبعاد الفتحات فى الإطار فكلما كانت الفتحات أقرب للتساوى قلت أخطاء الحسابات الناتجة عن افتراضات الطريقة . ويمكن تدارك ذلك باعادة توزيع قوى القص بشكل يتناسب مع أبعاد الفتحات » .



الشكل (٧-١٩) (١)



الشكل (٧-١٩) (٢)

ينتج عن استخدام هذه الطريقة عزوم متساوية لجميع العناصر الأفقية في الإطار الأساسي وقوى قص على الأعمدة الداخلية تساوى ضعف قوى القص على الأعمدة الخارجية حسب الفرضية (٢) أعلاه .

أما القوى المحورية على الأعمدة الداخلية فهي معدومة . وهناك أيضاً قوى رد فعل العمودين الخارجيين باتجاهين متعاكسين ، مما يشكل عزم ازدواج يعاكس في اتجاهه العزم الناتج عن الأحمال الأفقية التي تسبب انقلاب المبنى .

لا يُوصى باستخدام هذه الطريقة إلا في المباني ذات النظم الإطارية التي تتساوى فيها أبعاد الإطارات ، وبحيث لا يزيد عدد الأدوار فيها عن (٢٠) دور ولا تزيد نسبة ارتفاع البناء إلى عرض قاعدته عن (٥) .

يوضح الشكلان (٧ - ٢٠) و (٧ - ٢١) خطوات الحساب بهذه الطريقة ، مع العلم أن :

$$S = \text{قوة القص الكلية في الدور .}$$

$$M_1 = \text{عزم الانحناء الأدنى على الأعمدة الخارجية .}$$

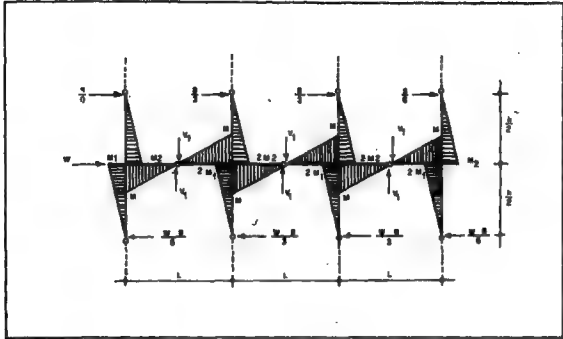
$$M_2 = \text{عزم الانحناء الأقصى على الأعمدة الخارجية .}$$

$$2M_1 = \text{عزم الانحناء الأدنى على الأعمدة الداخلية .}$$

$$2M_2 = \text{عزم الانحناء الأقصى على الأعمدة الداخلية .}$$

$$M = M_1 + M_2 = \text{عزم الانحناء على كل طرف من الكمرة .}$$

$$V_1 = \frac{2M}{L} = \text{قوة القص على الكمرة .}$$



الشكل (٧-٢)

* الإجهادات المباشرة على الأعمدة :

V = الإجهاد المباشر على العمود من الأعلى .

V_1 = الإجهاد الإضافي المباشر على العمود ، وقوة القص على الكمرة .

S = قوة القص الكلية في الدور من الأعلى .

W = القوة الأفقية الإضافية (قوة الرياح أو الزلازل) عند المنسوب المدروس .

* ملاحظة : إذا كانت فتحات الإطار المتجاورة غير متساوية ، فإن القص

في الكمرات المتجاورة لا يكون متساوٍ . وبالتالي يصبح الإجهاد الإضافي المباشر على العمود المشترك كمايلي :

$$\bar{V} = (V_{1L} - V_{1R})$$

حيث :

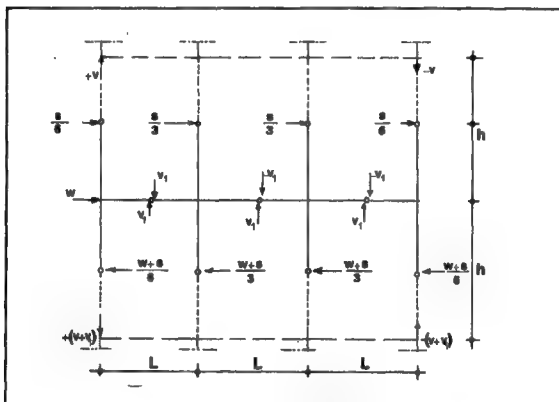
V_{1R} = من اليمين .

V_{1L} = من اليسار .

M_1, M_3 = العزوم فى الأعمدة الخارجية محسوبة كنسبة (من القص فى الدور الأعلى) ونسبة (من القص فى الدور الأسفل).

M_2, M_4 = العزوم فى الأعمدة الداخلية محسوبة كنسبة (من القص فى الدور الأعلى) ونسبة (من القص فى الدور الأسفل).

V_1, V_2, V_3, V_4 = القص فى عمود هذه الأدوار ، محسوبة من عزوم الانحناء على العمود .



الشكل (٧-٢١)

وبذلك تكون خطوات الحساب حسب التسلسل التالى :

- ١ - تُعَيَّن قيم قوى القص الأفقية فى أعمدة الدور الأخير للإطار من خلال الحمل الأفقى المؤثر عند هذا الدور، وذلك فى نقاط أو (أماكن) وضع المفصل.

٢ - تُحسب القوى المحورية فى الدور الأخير من الإطار بدراسة اتزانه الإستاتيكي .

٣ - تُحسب العزوم وقوى القص فى العناصر الأفقية لهذا الدور .

٤ - تكرر العملية المذكورة من الأعلى إلى الأسفل لتشمل كافة أدوار الإطار.

* بشكل آخر نستعرض ما يعطيه الكود البريطانى (CP110) بخصوص هذه الطريقة على النحو التالى:

- تُوزَّع قوة القص بشكل يتحمل معه كل عمود داخلى ضعف حمل العمود الخارجى .

- إذا كان عدد الأعمدة فى دور ما (n)، فإن عدد قوى القص المتساوية فى هذا الدور هو (n-1) . باعتبار أن العمودين الخارجيين يأخذان قوة قص معادلة لعمود داخلى واحد . وتكون بالتالى قوة القص فى أسفل أى عمود من الدور (I) « باعتبار الترقيم للأدوار يبدأ من الأعلى » مساوية إلى :

$$V_i = (\sum F + 0.5 F_i) (n-1)$$
$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_{n-1}$$

حيث :

F_1 = القوة الأفقية عند منسوب الدور 1.

F_2 = القوة الأفقية عند منسوب الدور 2.

أما عزم الانحناء فيساوى حاصل ضرب قوة القص بنصف ارتفاع العمود .

- يوضح الشكل (٧ - ٢٢) إطاراً مؤلفاً من أربعة أدوار وأربع فتحات

فباعتبار أن القوة الأفقية عند الأدوار (1,2,3,4) على التوالي يكون :

$$M_i = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} F + 0.5 F_i}{n-1} \cdot \frac{h_i}{2} : \text{العزوم على الأعمدة}$$

$$M_{bi} = 0.5 (M_i + M_{i+1}) : \text{العزوم على الكمرات}$$

وبما أن $n=4$ تصبح العزوم

$$M_1 = \frac{F_1 \cdot h_1}{12}$$

$$M_2 = (F_1 + 0.5F_2) \cdot \frac{h_2}{6}$$

$$M_3 = (F_1 + F_2 + 0.5F_3) \cdot \frac{h_3}{6}$$

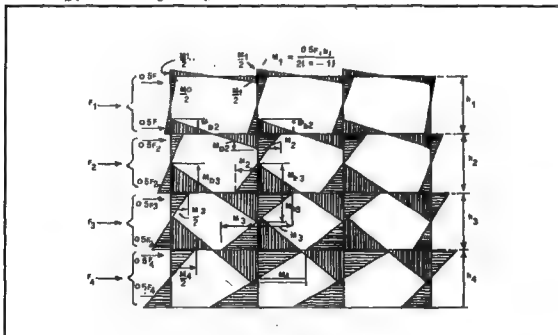
$$M_4 = (F_1 + F_2 + F_3 + 0.5F_4) \cdot \frac{h_4}{6}$$

$$M_{b1} = 0.5M_1$$

$$M_{b2} = 0.5 (M_1 + M_2)$$

$$M_{b3} = 0.5 (M_2 + M_3)$$

$$M_{b4} = 0.5 (M_3 + M_4)$$



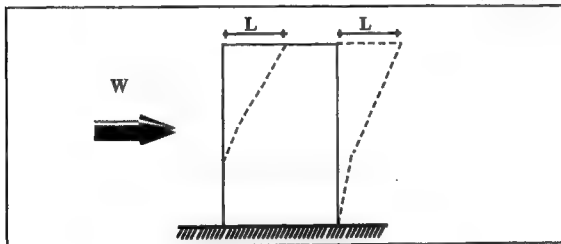
الشكل (٧-٢٢)

* ملاحظة : ليست هناك طرق تقريبية لتحليل الإطارات غير المنتظمة الأبعاد ، لذلك تستخدم فى كثير من الحالات مقاطع تجريبية من أجل حلول أكثر دقة ، بطرق تكون قابلة للحل بواسطة الحاسب .

٧-٣-٢ الطريقة الكابولية :

تعتبر هذه الطريقة من النوع الذى يعتمد على تحويل الإطار إلى منشأ مكافئ من حيث الخواص ، وهى تأخذ بالاعتبار شروط توافق الانتقالات والدورانات فى عناصر الإطار ، وبالتالي تدخل تأثير التشوهات والقوى المحورية بصورة مقبولة .

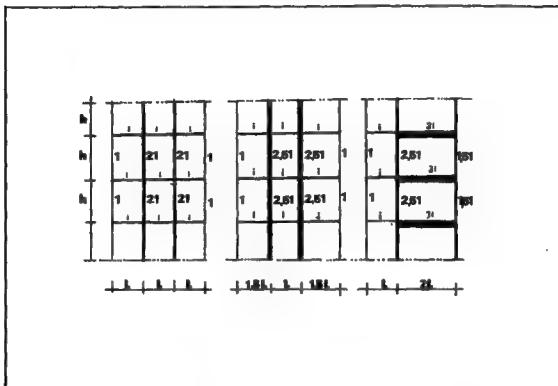
يُعتبر البناء المدروس بهذه الطريقة بأنه يعمل كأنه كابولى مثبت من الأسفل. وتُحسب الإجهادات على هذا الأساس ، طبقاً لقوانين الكميرات الكابولية، ونظريات المرونة .



الشكل (٧-٢٣)

تعتمد الطريقة الكابولية على نظرية الإطارات المتناسبة (كالتماذج الموضحة فى الشكل «٧-٢٤») والقائلة بأنه إذا كانت زوايا الدوران فى عناصر الإطار متساوية عند متسوب معين ، فإن قيم الصلابة فى العناصر المذكورة تكون متناسبة.

ومن خلال هذه النظرية نجد أن تحويل الإطار إلى كابولي مكافئ من حيث خواص الصلابة، (وخاضع لعزوم انحناء عند مناسيب الأدوار تمثل مجموع عزوم الإطار)، يعطى نتائج أكثر واقعية من طريقة الإطارات التقريبية .



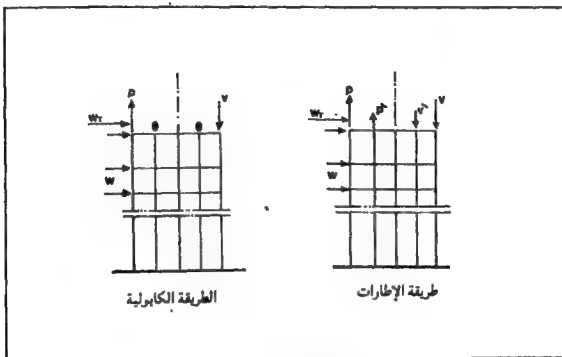
الشكل (٧-٢٤)

إن اختلاف مقاطع العناصر، يؤخذ بالاعتبار في هذه الطريقة، من خلال الاعتماد على أن عزم قصور تلك العناصر تابع لمساحتها، والمسافات بين الأعمدة. لذلك نجد أن الافتراضات الأساسية للطريقة الكابولية هي:

١ - الإجهادات المحورية التي يتعرض لها أى عمود في دور ما، تتناسب طردياً مع البعد عن محور التعادل لمجموعة أعمدة هذا الدور (مركز ثقل مجموعة أعمدة الدور).

٢ - تُعتبر نقاط منتصفات كل من الأعمدة والكمرات، مفاصل وهمية، أو نقاط تغير إشارات عزوم الانحناء فيها .

وكطريقة الإطارات التقريبية ، تُطبق هذه الطريقة فى المباني العالية ذات النظم الإطارية والتي تحقق شرط نسبة الارتفاع إلى عرض القاعدة، إلا أنه يمكن بشكل عام استخدام الطريقة الكابولية للحالات التى تكون فيها ارتفاعات الأدوار غير متساوية، أو حالات اختلاف خواص الإطار، وذلك بإيجاد خواص الصلابة المكافئة.



الشكل (٧-٢٥)

توضح الأشكال (٧-٢٦) و (٧-٢٧) و (٧-٢٨) سير العمل فى هذه الطريقة ، مع العلم أن :

* الإجهادات المباشرة على الأعمدة تحسب كما يلى :

١ - عزم الدور يساوى عزم الحمل الأفقى الكلى عند المنسوب المدروس

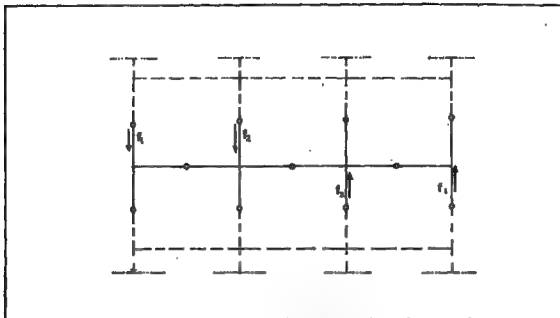
ويساوى :

$$M = F_2 \cdot L + 3F_1 \cdot L$$

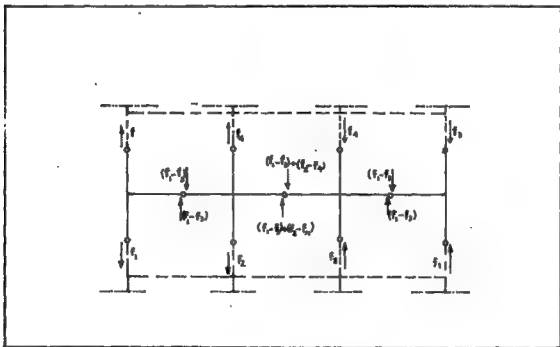
$$F_1 = 3F_2$$

$$M = 10F_2 \cdot L$$

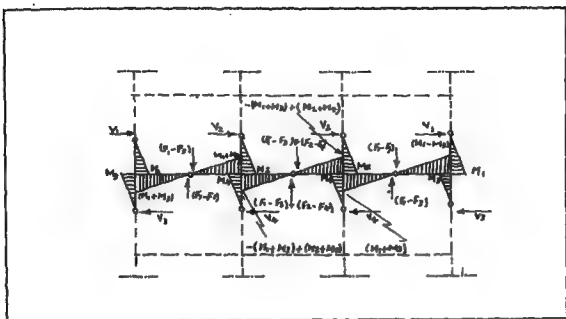
$$F_2 = \frac{M}{10L}$$



الشكل (٧ - ٢٦)



الشكل (٧ - ٢٧)



الشكل (٧-٢٨)

* القص على الكمرات كما بالشكل (٧-٢٧)

* العزوم على الأعمدة والكمرات كما فى الشكل (٧-٢٨)

وبذلك تكون خطوات الحساب العامة قد تمت وفقاً للتسلسل التالى :

١ - تُفترض أماكن المفاصل الوهمية حسب الافتراضات لهذه الطريقة ، وتوزع الأحمال الأفقية على مستويات الأدوار (كما فى طريقة الإطارات التقريبية) .

٢ - يتم حساب عزوم الاتحناء فى الدور المدروس من خلال معرفة الأحمال الأفقية المطبقة عليه ، وعلى الأدوار التى تعلوه .

٣ - تُحدد قيم القوى المحورية الشادة والضاغطة على الأعمدة فى الدور المدروس من خلال دراسة أتران العزوم ، التى حسبت فى البند (٢) ، ومن خلال تناسب الإجهادات المحورية (المباشرة) على أى عمود مع المسافة عن مركز ثقل مجموعة الأعمدة فى هذا الدور .

٧-٣-٣ طريقة الكابولي المعدلة :

فى الطريقتين سالفتى الذكر ، تم افتراض أن منتصفات فتحات الكمرات وارتفاعات الأعمدة هى نقاط تغير الانحناء . وهذا الاعتبار لا يعطى نتائج قريبة من الصحة إلى حد معقول إلا فى الأدوار العليا . إذ أن الأعمدة فى الأدوار السفلى غالباً ما تكون مربوطة مع الأساسات . وهذا ما يمنع تلك النقاط من الدوران ، على حين أن العقد عند تقاطع الكمرات مع الأعمدة ، تكون حرة الدوران بزوايا مختلفة تتبع قيمها نسب الصلابة لعناصر العقدة . ويستنتج من ذلك أن نقاط تغير الانحناء فى أعمدة الأدوار السفلى ، تقع فى مناطق أعلى من منتصفات هذه الأعمدة .

- لقد تم حل هذا الأمر بأن أوصت بعض الأكواد باعتبار أن نقاط تغير الانحناء فى الدور الأول فوق الأساسات ، تقع على ارتفاع (٦٠٪ الى ٧٠٪) من طولها الإجمالى . وتبقى هذه النقاط فى الطوابق الأخرى فى منتصفات ارتفاعات الأعمدة .

كما أوصى البعض الآخر باعتبار أن الـ (١٠٪) الأولى من عدد الأدوار الإجمالى فى المبنى هى أدوار انتقالية تتدرج فيها نقاط تغير الانحناء شيئاً فشيئاً لتقترب من منتصفات الأعمدة فى الأدوار الأخرى .

تم تعديل الطريقة الكابولية ، بفرض استخدامها فى المبنى التى تزيد فيها نسبة الارتفاع إلى العرض عن (٤) . حيث افترض من خلال الطريقة الكابولية المعدلة أن البلاطات المستوية قبل تشوه الأعمدة ، تبقى كذلك بعده . مع بقاء اعتبار أن المبنى ككل ، يعمل كابولى تحت تأثير قوى دفع الرياح الجانبية .

تتلخص الطريقة المعدلة هذه فى اعتبار أن عزم قصور الكمرات المتجاورة يتناسب طردياً مع قوى القص المطبقة عليها .

وتُستعمل الطرق المعروفة مثل (توزيع العزوم Moment Distribution) أو (الميل والانحراف Slope Deflection) أو غيرها لإيجاد العلاقات التي تربط بين صلابة الكمرات الجانبية وصلابة الكمرات الداخلية .

ومعادلات الميل والانحراف مثلاً تعطى فى هذه الحالة:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{V_1 \cdot L_1}{V_2 \cdot L_2}$$

حيث :

$$K_1 = \text{صلابة الكمرة التى طولها } L_1 \text{ وعزم قصورها } I_1 .$$

$$V_1, V_2 = \text{قوى القص فى الكمرتين الداخلية والجانبية .}$$

٧-٣-٤ الانتقال الأفقى الناتج عن الرياح ،

تمثل قوى القص الأفقية الناتجة عن الرياح ، قدرة تحريك الأدوار بشكل أفقى بالنسبة إلى بعضها ، أى أن قوة القص المطبقة على دور معين ، تحرك هذا الدور بصورة أكبر من الدور الأسفل . وتدعى هذه بالانتقالات الأفقية فى الأدوار .

عندما يكون المنشأ مرناً ، فإن تأثير الرياح على تلك المنشآت يؤدي إلى إزعاجات للمستثمرين من خلال الصرير الذى يحدث فى الجدران الفاصلة أو الجدران التزينية بسبب اهتزازها . لذلك لابد من أن يكون هناك مقياساً يُحدّد الانتقالات الأفقية المسموحة .

ولا يقل اختيار هذا المقياس والذى يُدعى أيضاً بدليل الانحراف ، أهمية عن اختيار أحمال الرياح المناسبة فى التصميم .

إن معظم الأكواد تعتبر قوى الرياح فى التصميم ، وندراً ما يكون دليل الانحراف غير محقق عند تحقيق متطلبات الأمان .

إذا تم اختيار قيم منخفضة لدليل الانحراف ، فإن المجموعة الإنشائية لمقاومة الرياح تصبح مكلفة بشكل أكبر . لذلك فالعوامل الواجب اعتبارها عند اختيار تلك القيم هي:

- ١ - غط البناء ووظيفته .
 - ٢ - تأثير صلابة الجدران الداخلية والخارجية والبلاطات .
 - ٣ - مصدات الرياح الخارجية .
 - ٤ - شدة الرياح المعتبرة في الكود .
- يُعطى الجدول التالي والمسمى بجدول دليل الانحراف قيم نسبة الانتقال الأفقى إلى الارتفاع للمبنى ($\frac{\Delta}{h}$) .

نوع البناء	نمط البناء		التعرض	متطلبات كود الرياح	دليل الانحراف
	جدران	ارضيات			
مبانى مكاتب	جدران فاصلة	صلب وتغليف خرسانة	أدنى	متوسط	0.0025
مبانى فنادق	بناء	خرسانة	أقصى	حدى	0.0025
مبانى مكاتب	بناء	صلب وتغليف خرسانى	وسطى	متوسط	0.0030
مبانى سكنية	بناء	خرسانة	أدنى	حدى	0.0025
مبانى مكاتب	جدران فاصلة	صلب وتغليف خرسانة	أقصى	أدنى	0.0015

على الرغم من أن الاختيار الهندسى للانتقال الأفقى ، يميز موضوع التكلفة الاقتصادية للمنشأ ، بما لا يتعارض مع متطلبات المتانة والاستقرار . إلا أنه يجب زيادة الصلابة لتحقيق الحركات المسببة للإزعاج ، أو للتشققات الخفيفة ، وخاصة فى المستشفيات والفنادق والمساكن التى تتطلب اعتبارات خاصة ، لأن تلك

الحركات تصبح عرضة للزيادة والتوسع مع الزمن .

لقد لوحظ فى المباني العالية أن بعضاً من أنواع الإكساء الخارجى والإضافات كالقواطع واللباسية المضافة على الأعمدة والكمرات لمقاومة الحريق . وكذلك جدران بيت الدرج وغيرها تزيد من صلابة الهيكل الحامل لمقاومة قوى القص . فى حين أن الأنواع الأخرى كالزجاج والأسقف المستعارة وماشابهها ، لاتؤدى هذه المهمة .

إن المباني المقامة فى مراكز المدن ، وكذلك المباني متوسطة الارتفاع ، تكون فى الغالب أقل تعرضاً للضغوط التصميمية الكاملة على الرياح ، لذلك فإن معايير الانتقال الأفقى فيها لاتصل إلى الحالات الحدية .

تدلنا الفكرتان سالفتا الذكر على أنه فى الحالات التى يعتمد فيها كود ذو مواصفات عالية للمتانة والاستقرار ، يمكن تعديل دليل الانتقال الأفقى بما يتلاءم مع كافة المعطيات المذكورة.

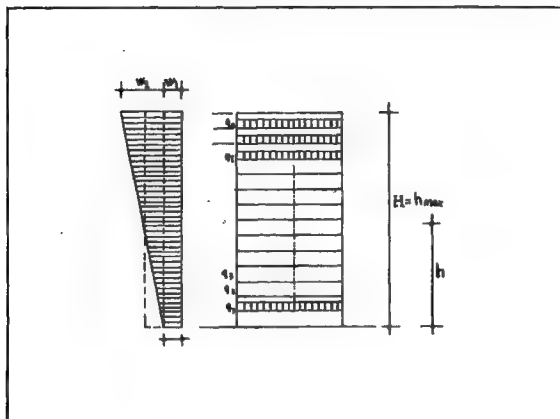
هذا وتشير الإحصاءات إلى أن العديد من المباني العالية فى مدينة نيويورك قد صممت على دليل للانتقال مساوٍ إلى (0.002-0.003) . أما المباني المتوسطة الارتفاع ذات الجدران القاطعة على دليل مقداره (0.0015-0.002).

٧-٤ التحليل الإنشائى لجدران القص الخاضعة للأحمال الأفقية :

لانتقصر النظم الإنشائية التى تعتمد على جدران القص لمقاومة القوى الأفقية على تحمل هذا النوع من الأحمال فقط ، فالجدران فى هذه المجموعة تنقل أيضاً الأحمال الرأسية المطبقة عليها عند مناسب الأدوار ، والناجبة عن الأوزان الذاتية لعناصر الأسقف ، وعن الأحمال الحية فوقها ... وعن غير ذلك .

لذلك تحسب هذه العناصر تحت تأثير أحمال أفقية (W) وأحمال رأسية (V) وعزوم انحناء (M) .

يمثل الشكل (٧ - ٢٩) توزيع ضغط الرياح على خط ارتفاع المبنى ، أو على جدار قص فيه . ويبسط الحساب باعتبار أن هذا الضغط يمكن أن يأخذ توزيعاً منتظماً مكافئاً بدلاً من التوزيع شبه المنحرف . أو توزيعاً منتظماً مضافاً إليه توزيعاً مثلثاً ، بحيث يكافئ مجموعهما الضغط الإجمالي .



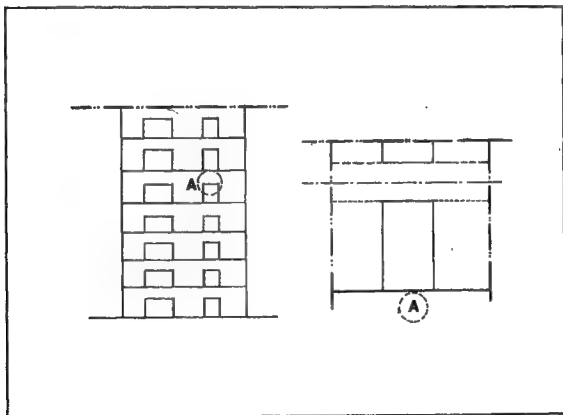
الشكل (٧ - ٢٩)

٧-٤-١ تصنيف جدران القص :

يمكن تصنيف جدران القص ضمن فئتين أساسيتين، فهناك الجدران المصمتة ، والجدران المحاورة على فتحات (المفرغة) . وهذه الأخيرة يمكن تصنيفها تبعاً لأبعاد ومساحات الفتحات إلى فتحات صغيرة ومتوسطة وكبيرة .

وغالباً ماتحتوى جدران القص على فتحات موزعة على ارتفاع المبنى عند منسوب كل دور ، ويكون تأثير ذلك على هذه المجموعة بأن ترتبط هذه الجدران عند مناسيب الأدوار ببعضها البعض عن طريق عناصر إنشائية أخرى ، هى كمرات الربط (الروابط الأفقية) . وعندئذ تؤول صعوبة حل الجدار تحت تأثير مختلف الأحمال ، إلى كيفية حساب هذه العناصر ، ونقل الإجهادات منها إلى الجدران الموصولة بها .

تُبسَّط طرق حساب الجدران المفرغة أو المشتتة على فتحات ، بالاستعاضة حسابياً عن تلك الروابط ، بعناصر وهمية مكافئة ، بشكل يُصبح معه سلوك الجدار وكأنه مصمت . وبذلك يمتلك الجدار المكافئ نفس خواص صلابة الجدار الأصلي (الحاوى على الفتحات) وبالتالي يسلك نفس السلوك المرن تحت تأثير دفع الأحمال الأفقية .



الشكل (٧ - ٣٠)

عند حساب كمات الربط يجرى تخفيف معامل مرونتها حيث يؤخذ عادة :

$$E_p = (0.3 - 0.5) E_w$$

E_p = معامل مرونة الرابط.

E_w = معامل مرونة الجدار .

هذا ويفضل اعتماد معامل المرونة المذكور لمنع تشققات مناطق الشد في المقطع العرضي بسبب الانحناء أو الانكماش .

* الجدران المصمتة :

يُعتبر حساب جدران القص المصمتة (غير الحاوية على فتحات) أكثر سهولة فيما لو قورن بالحالة المعاكسة (حالة وجود الفتحات) .

فمن أجل تحديد مقاطع هذه الجدران وحساب التسليح فيها عند أى منسوب مدروس يجرى حساب قيم الأحمال الرأسية المطبقة عليها بالطرق المعتادة ، وكذلك القوى الأفقية المؤثرة ، تبعاً لما ورد . ويجرى بناءً على ذلك تحديد قوى القص وعزوم الانحناء في المقطع المدروس .

أما الانزياح الأفقي الناتج عن القوى الأفقية في جدار مصمت ، فيمكن إيجاداه من العلاقة التالية : (وذلك تحت تأثير حمل موزع بانتظام شدته (W) أو تحت تأثير حمل مثلث شدته القصوى في الأعلى (W)) .

فمن أجل حمل موزع بانتظام يكون الانتقال الأفقي عند منسوب مدروس (ζ) :

$$X_h = \frac{W.H^4}{EI} (0.042 \zeta^4 - 0.17 \zeta^3 + 0.25 \zeta^2) + \frac{W.H^2}{GA} . K \quad (\zeta^2 - 0.5 \zeta^3)$$

حيث :

H = الارتفاع الكلى للمبنى المدروس ، أو للجدار باعتباره مستمراً على

كامل المبنى .

E = معامل مرونة الخرسانة للجدار المدروس فى الشد أو الضغط .

I = عزم قصور مقطع الجدار .

ζ = نسبة الارتفاع المدروس إلى الارتفاع الكلى .

G = معامل مرونة خرسانة الجدار فى القص .

A = مساحة المقطع العرضى للجدار المدروس .

K = معامل يتعلق بالمساحة المكافئة للقص ، ويعطى كمايلى :

$K=1.0$ للمقاطع ذات الشكل (I) .

$K=1.1$ للمقاطع ذات الشكل (T) .

$K=1.2$ للمقاطع ذات الشكل المستطيل .

أما من أجل أحمال مثلية شدتها القصوى (W) فى الأعلى ، فيكون الانتقال الأفقى عند أى منسوب فى الجدار المصمت كمايلى :

$$X_h = \frac{W.H^4}{EI} (0.0083 \zeta^5 - 0.833 \zeta^3 + 0.17 \zeta^2) + \frac{W.H^2}{GA} . K (0.5 \zeta^3 - 0.17 \zeta^2)$$

هذا ويعتبر $X_h = X_{h \max}$ فى الحالتين المذكورتين عندما يكون

$$\zeta = \frac{h}{H} = 0.8 \quad \text{حيث (h) ارتفاع المنسوب المدروس .}$$

٤-٢ حساب جدران القص الحاوية على فتحات بطريقة الوسط المستمر:

تختلف الطرق التى تُحسب من خلالها جدران القص التى تحتوى على فتحات فيها ، عن تلك التى تُحسب من خلال الجدران المصمتة . ويعود ذلك إلى اختلاف سلوك المنشأ تحت الأحمال الأفقية بين الحالتين المذكورتين .

يتم تصنيف سلوك العناصر الحاوية على فتحات من خلال معامل يتعلق

بارتفاع المنشأ أو الجدار (H) كما سنرى هو (∞H) حيث (∞) ثابت يتعلق بالخصائص الهندسية للجدران .

إن عدد فتحات الجدار فى الصف الواحد ، وكذلك أبعاد الفتحة ، يؤثران بشكل ملحوظ على سلوك الجدران المفرغة .

فعرض الفتحة يؤثر على كيفية توزيع قوى القص فى الجوائز التى تربط الجدران ببعضها البعض (الروابط) . وفى الجدران ذات الفتحات الصغيرة ، والتى يميل سلوكها نحو سلوك الجدران المصمتة ، وجد أن تأثير الفتحات لا يغير كثيراً من قيم الإجهادات المحورية فى الجدران .

فى حين تُهمل القوى القاصية فى الجدران التى تضم فتحات كبيرة ، حيث تصبح الجدران بين الفتحات وكأنها إطارات من حيث العمل الإنشائى .

لإيضاح هذا المفهوم ، نعرّف المعامل (∞) الذى يتعلق بتوصيف سلوك المنشأ أو الجدار الحاوى على فتحات ، بالعلاقة التالية:

$$\infty = \sqrt{\frac{1}{d \cdot b^3} \left(\frac{A}{A_A + A_B} + \frac{L^2}{I} \right)}$$

حيث :

A_A, A_B = مساحة مقطعى الجدارين (A , B) الموضحان فى الشكل (٧ - ٣١)

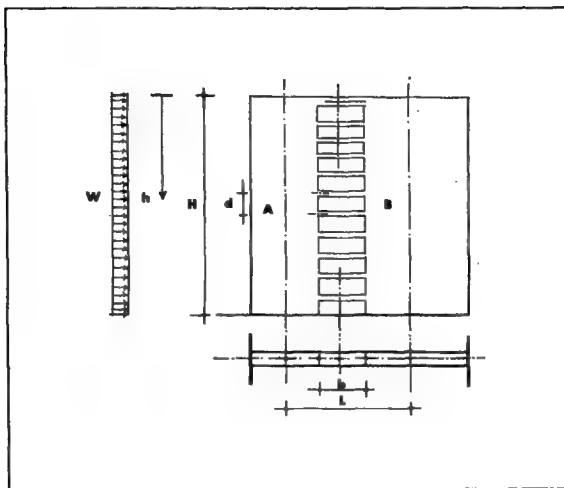
d = ارتفاع الدور (المسافة الرأسية بين الروابط).

b = طول الرابط.

L = المسافة بين مركزى ثقل الجدارين المرتبطين .

I = تعرف كما يلى :

$$I = \frac{I_{po}}{1 + K \frac{E}{G} \left(\frac{t}{b} \right)^2}$$



الشكل (٧-٣١)

E = معامل مرونة كمره الربط

G = معامل مرونة القص

K = ثابت يتعلق بالمساحة المكافئة للقص .

t = ارتفاع كمره الربط .

I_{po} = عزم قصور كمره الربط .

من خلال قيمة (∞) هذه ، أو من خلال (∞H) تصنف الجدران الحايوة على فتحات تبعاً لمايلي :

- $H > 8 \infty$: الفتحات صغيرة وسلوك الجدار مشابه للجدار المصمت
- $H < 4 \infty$: الفتحات كبيرة وتعمل الجدران بشكل مشابه للإطارات
- $H > 4 \infty$: الفتحات متوسطة وطريقة عمل مشتركة للجدران المترابطة.

حيث (H) هو الارتفاع الكلى للجدار.

أولاً : الجدران ذات الفتحات الصغيرة ($H > 8 \infty$) :

عندما لا تزيد مساحة الفتحات عن ربع مساحة الجدران (تقريباً) . أو عندما تتحقق النسبة أعلاه ، تكون الفتحات حينئذ صغيرة ، وتصبح قليلة التأثير على الجدران ، حيث يُصمَّم عندها الجدار وكأنه مصمت مع الأخذ بالاعتبار قوى القص التى تتعرض لها منتصفات الروابط ، والتى تُحدد بالعلاقة التالية ، وذلك من أجل كمره رابطة (I) تقع على ارتفاع مقداره (h) مقاساً من أعلى البناء باتجاه الأسفل :

$$Q_i = \frac{Q_0 \cdot d}{I} \cdot S$$

حيث :

Q_0 = قوة القص الكلية الناتجة فى أسفل الجدار (الكاهولى) بسبب الأحمال الأفقية الخارجية (W).

d = طول الرابط (كمره الربط) .

I = عزم قصور الجدار الكلى باعتباره مصمت حول مركز ثقله .

S = العزم الإستاتيكي للجدار باعتباره مصمت حول مركز ثقله .

تكون القوى المحورية على الجدار فى أى مقطع مساوية إلى مجموع قوى

القص على طرفى الرابط اعتباراً من المنسوب المدروس وحتى أعلى البناء .

$$N_i = \sum Q_i$$

تُعيّن قيم عزوم الانحناء فى طرفى الرابط الموثوقين فى مثل هذه الحالات بالعلاقة :

$$M = Q_i \cdot \frac{b}{2}$$

حيث b = عرض كمره الربط .

إذا تحققت النسبتين التاليتين فى جدار يحتوى على فتحات صغيرة ، فيمكن بشكل تقريبي اعتبار الجدار وكأنه مصمت ، وبحسب عندها كأنه كابولى واحد مثبت من الأسفل :

$$t \geq 0.2.d$$

$$\sum b \geq 0.15 \sum L$$

حيث : (t) ارتفاع الرابط .

(d) ارتفاع الدور .

($\sum b$) مجموع أطوال الروابط (الفتحات).

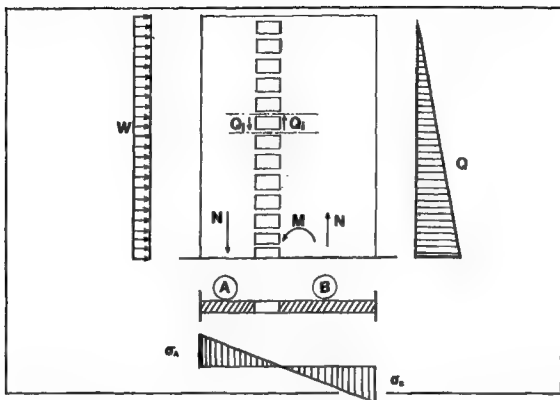
($\sum L$) مجموع أطوال الجدار بين الفتحات .

يجوز بصورة تقريبية اعتبار الإنزياح الأفقى الحاصل فى مثل هذه العناصر مساوياً إلى :

$$X_{hi} = (1.25 - 1.40) (X_{hi})_F$$

حيث $(X_{hi})_F$ = الإنزياح الأفقى للجدار المصمت بتأثير الأحمال الأفقية نفسها المطبقة على الجدار الحاوى على فتحات صغيرة .

يوضح الشكل (٧ - ٣٢) كيفية توزيع الإجهادات على جدار يضم فتحات صغيرة.



الشكل (٧ - ٣٢)

توزيع الإجهادات المحورية على جدار يعترض على فتحات صغيرة

ثانياً : الجدران ذات الفتحات الكبيرة ($\infty < H < 4$):

عندما تكون الفتحات في الجدران كبيرة نسبياً، تكون صلابة الروابط صغيرة، وبالتالي تصبح غير قادرة على تحمل العزوم الناتجة عن الدفع الأفقي.

ويعتبر الجداران المتصلان بتلك الروابط في هذه الحالة، بأنهما مرتبطان بعناصر أفقية متصلة الطرفين تؤدي مهمة تساوي الانتقالات الأفقية للجدران.

تسلك الجدران الحامية على فتحات كبيرة سلوكاً شبيهاً بعمل الإطارات الخاضعة لتأثير الأحمال الأفقية، مع بعض التعديلات البسيطة. وفي حالة جدارين مرتبطين بروابط أفقية كبيرة الأبعاد تُحسب عزوم الانحناء على النحو التالي:

$$M_A = \frac{I_A}{I} \cdot M_0 \quad \text{للجدار (A) :}$$

$$M_B = \frac{I_B}{I} \cdot M_0 \quad \text{للجدار (B) :}$$

$$(I = I_A + I_B) \quad \text{حيث :}$$

M_0 = عزم الإنحناء الناتج عن الحمل الأفقى الخارجى.

تُحسب الإنتقالات الأفقية لهذه الجدران كما فى حالة الجدران المصمتة مع إستبدال الصلابة (K) للجدار المصمت بالصلابة المكافئة (K_s) للجدار المشتمل على فتحات :

حيث يكون من أجل جدارين (A, B) :

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

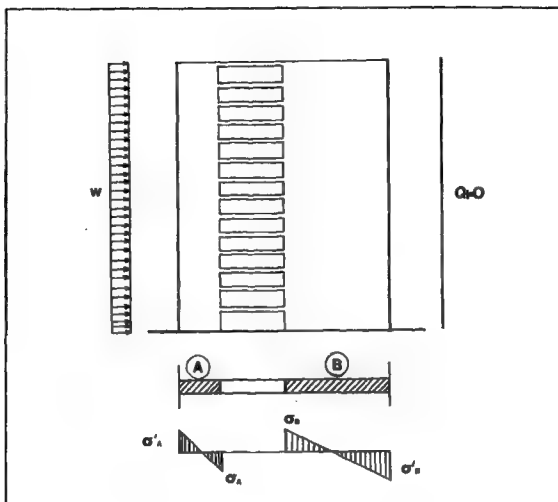
$$K_s = \frac{3E(I_A + I_B)}{\gamma H^3}$$

حيث γ = معامل يعطى بالعلاقة :

$$\gamma = 1 + \frac{A(I_A + I_B)}{A_A \cdot A_B \cdot b^3}$$

$$A = A_A + A_B$$

فى هذه الحالة تعتبر ($Q_i = 0$) ويمثل الشكل (٧ - ٣٣) توزيع الإجهادات على جدار يحتوى على فتحات كبيرة .

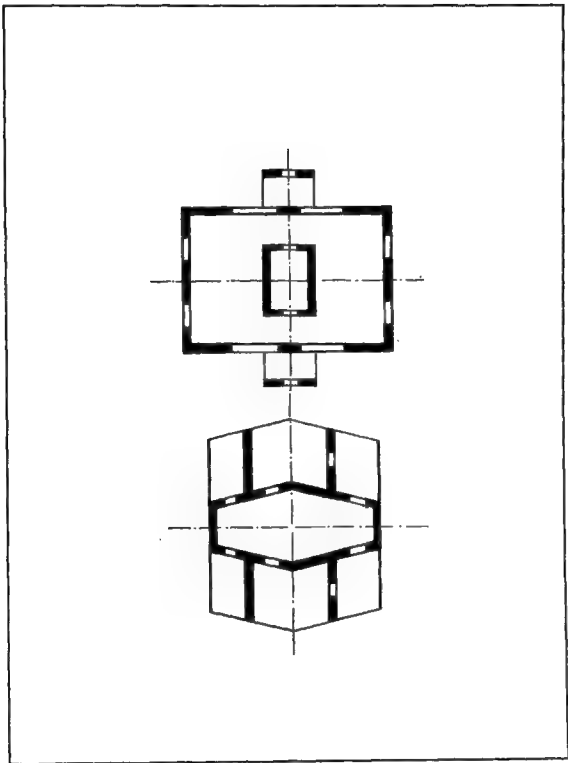


الشكل (٧-٣٣)

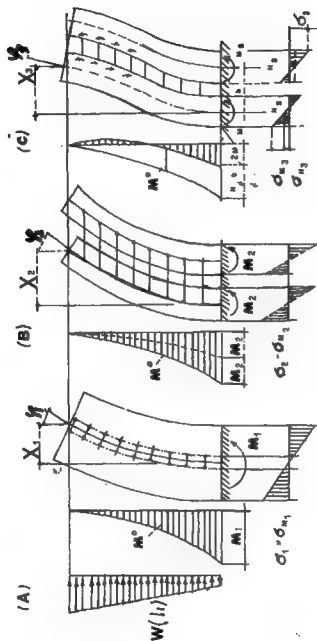
توزيع الإجهادات على جدار يحتوي على فتحات كبيرة

ثالثاً : الجدران ذات الفتحات المتوسطة (الحالة العامة):

يمكن تعميم طريقة الوسط المكافئ المستمر على المبانى التى تكون فيها مجموعات الروابط متصلة بشكل متناظر وفراغى ، كالحالات الشبيهة بالشكل (٧-٣٤).



الشكل (٧-٣٤)



شكل (٧-٣٥) نماذج توزيع الإجهادات في قص مرتبطين في الحالة العامة.

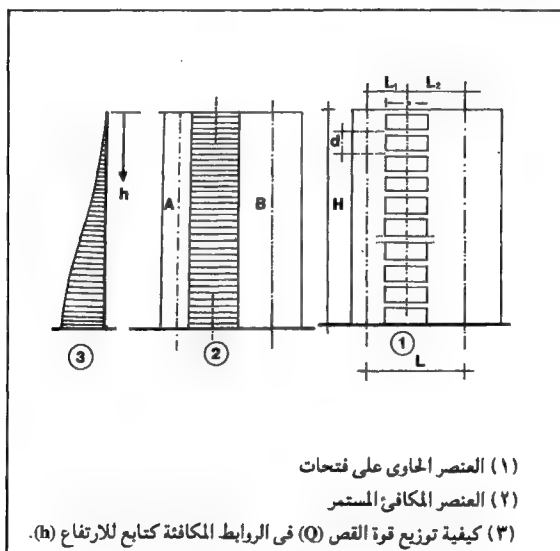
• الافتراضات الأساسية:

تعتمد طريقة الوسط المكافئ المستمر فى الحالة العامة على الافتراضات الأساسية التالية :

- ١ - تُعتبر كافة الجدران المدروسة كوابيل مثبتة من الأسفل ، وحررة فى الأعلى وتعرض عند أى منسوب إلى انتقال أفقى واحد بسبب الدفع الأفقى الناتج عن قوى الرياح أو ماشابهها .
 - ٢ - تُهمل جميع تشوهات جدران القص . ويُعتبر هذا الافتراض مقبولا إلى حد كبير كونه لا يُغيّر من النتائج النهائية للحساب .
 - ٣ - تُهمل التشوهات المحورية للروابط الأفقية (التى قد يأخذ مقطعها الشكل المستطيل أو (T) أو (L) أو (I)) وذلك بسبب الصلابة النسبية الكبيرة للبلابات فى مستوياتها ولكون القوى المحورية التى تتعرض لها هذه العناصر (الروابط) تعتبر صغيرة بالمقارنة مع عزوم الانحناء .
 - ٤ - تُعتبر منتصفات أطوال الروابط الأفقية ، نقاطاً لتغير الخط المرن لها ، وبالتالي فعزوم الانحناء بسبب القوى الأفقية تكون مساوية للصفر فى تلك النقاط .
- تستخدم هذه الطريقة لحساب الإجهادات فى عناصر جدران القص التى تحتوى على فتحات فيها . وبالتالي التى تتصل عند منسوب معين ببعضها عبر روابط أفقية ، وتخضع إلى أحمال أفقية .
- وتُدعى هذه الطريقة أيضاً بطريقة الوسط المكافئ أو بطريقة الوسط المرن .
- يقترب عمل الجدران ذات الفتحات الصغيرة من عمل الجدران المصمتة ، فى حين يقترب سلوك تلك التى تضم فتحات كبيرة من سلوك الإطارات .

يُفترض في هذه الطريقة أن الروابط الأفقية بين الجدران تستمر على كامل ارتفاع المبنى المدروس . وأن الاستمرار بين الجدران محقق رياضياً نتيجة لاعتبار الوسط المكافئ المستمر عند منطقة الروابط .

إن قوة القص (Q) عند أى منسوب ، والمطبقة على الأوساط المستمرة ، بسبب الأحمال الأفقية ، تكون مجهولة القيمة ، ويتم إيجادها وفقاً لطريقة الحل المشروحة أدناه .



الشكل (٧-٣٦)

ويقترَب هذا الفرض من السلوك الفعلي للعناصر كلما ازدادت نسبة عرض الجدار إلى ارتفاع الرابط الأفقى (الكمرَة أو البلاطة).

٥ - تُعتبر ارتفاعات جميع الأدوار ثابتة على كامل ارتفاع المبنى .

٦ - تُحوَّل الروابط الأفقية (التي يفترض بأنها تمتلك نفس الخصائص الهندسية فى أى دور) ذات الصلابة الثابتة (EI_{po}) إلى شريحة مكافئة صلابتها $\frac{EI_{po}}{d}$. حيث (I_{po}) عزم قصور الرابط (الكمرَة والبلاطة) ، (d) ارتفاع الدور .

٧ - يُعتبر بحر الكمرَة الحسابى، مسارٍ إلى المسافة الصافية بين الجدارين المرتبطين (مسافة الضوء) مضافاً إليها ارتفاع الرابط (كمرَة الربط) .
فى الحالة العامة نلاحظ أن أية قوى أفقية تؤثر على المبنى المدروس ، تؤدي إلى إحداث انتقالات نسبية رأسية فى الروابط ، وذلك عند نقاط المستوى الوسطى المار من منتصفات هذه الروابط . وتنتج هذه الانتقالات عن الأسباب التالية :

- الانتقال ذى القيمة Δ_1 : يحدث بسبب عزم الانحناء فى الجدران .

- الانتقال ذى القيمة Δ_2 : يحدث بسبب التشوهات المحورية للجدران .

- الانتقال ذى القيمة Δ_3 : يحدث بسبب عزم الانحناء فى الروابط .

- الانتقال ذى القيمة Δ_4 : يحدث بسبب تشوهات القص للروابط .

وشروط توافق الانتقالات تفترض بأن يكون :

$$\sum \Delta_i = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 0$$

وباستبدال قيم كل انتقال بدلالة أبعاد المنشأ وعناصره، وخصائصهم الهندسية تنتج مجموعة من المعادلات التفاضلية، بحلها يتم الحصول على

الإجهادات التي تتعرض لها الروابط وبالتالي الجدران .
 إلا أن العمل بموجب تلك المعادلات طويل جداً ويحتاج إلى حسابات
 تستغرق زمناً طويلاً . لذلك يمكن اعتماد أسلوب أبسط للحل يعتمد على مجموعة
 من المنحنيات البيانية سهلة الاستخدام ومستخرجة من المعادلات المنوه عنها أعلاه .
 - نستعرض طريقة الحل بالبيانات كما يلي :

٧-٤-٢-١ النموذج الأول :

أولاً: حالة جدار قص مرتبطين يتعرضان إلى حمل موزع بانتظام :
 يمثل الشكل (٧ - ٣٧) الجدارين (A,B) المرتبطين بعناصر أفقية .
 ويتعرضان إلى حمل أفقي موزع شدته (W) منتظم على كامل الارتفاع . ويوضح
 هذا الشكل توزيع الإجهادات المحورية الإجمالية على الجدارين ، والناجمة عن
 الانحناء المركب الذي تسببه كل من قوة القص في الرابط (Q) وعزم الانحناء .
 واللذان يتعرض لهما الجداران من خلال حالة التحميل الموضحة .
 تُعبّر الحالة (1) في الشكل (٧ - ٣٧) عن توزيع الإجهادات المحورية على
 الجدارين عندما يعملان كاهولين مستقلين مثبتين من الأسفل .
 أما الحالة (2) فتتمثل توزيع تلك الإجهادات عندما يعمل الجداران كاهولي
 واحد .

في حين أن الحالة (3) تبين كيفية توزيع الإجهادات نتيجة وجود الرابط
 بينهما . وهي تنتج عن جمع الحالتين (1+2) .

١ - حساب الإجهادات العظمى والصغرى في الجدران : من أجل ذلك
 نجزئ المخطط (3) إلى المخططين (1+2) .

أ - المخطط رقم (3):

يعطى توزيع الإجهادات المحورية الإجمالية على الجدار (A) بالعلاقين :

$$\sigma_A = \frac{M_A \cdot C_1}{I_A} + \frac{Q}{A_A} = \left(-\frac{W \cdot h^2}{2} - Q \cdot L \right) \frac{C_1}{I} + \frac{Q}{A_A}$$

$$\sigma'_A = \frac{M_A \cdot C_2}{I_A} + \frac{Q}{A_A} = -\left(\frac{W \cdot h^2}{2} - Q \cdot L \right) \frac{C_2}{I} + \frac{Q}{A_A}$$

حيث :

M_A = عزم الإنحناء الناتج عن القوى الخارجية ، والمطبق على الجدار

(A) عند المنسوب المدروس (h) مقاساً من الأعلى .

C_1, I, C_2 = معرفين على الشكل (٧ - ٣٧) .

I_A = عزم قصور الجدار (A).

Q = قوة القص على الكمرة الرابطة (عند الطرف)

A_A = مساحة مقطع الجدار (A) .

I = مجموع عزمي قصور الجدارين $(I = I_A + I_B)$.

وعلى الجدار (B) يكون :

$$\sigma_B = \frac{M_B \cdot C_3}{I_B} + \frac{Q}{A_B} = \left(\frac{W \cdot h^2}{2} - Q \cdot L \right) \frac{C_3}{I} + \frac{Q}{A_B}$$

$$\sigma'_B = \frac{M_B \cdot C_4}{I_B} + \frac{Q}{A_B} = -\left(\frac{W \cdot h^2}{2} - Q \cdot L \right) \frac{C_4}{I} + \frac{Q}{A_B}$$

حيث :

A_B = مساحة مقطع الجدار B.

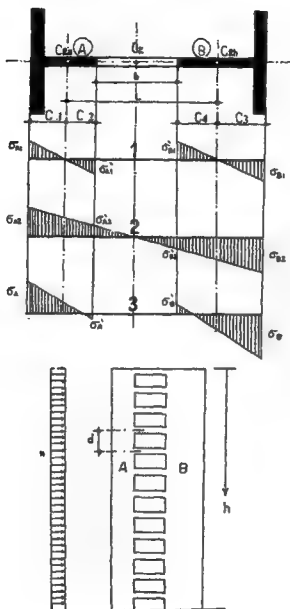
ب - المخطط رقم (2) :

عندما يعمل الجداران ككابولي واحد مشترك ، فإن الإجهادات المحورية التي

يتحملها الجدار (A) تحسب كما يلي :

$$\sigma_{A2} = \frac{W \cdot h^2}{2I} \left(\frac{A_B \cdot L}{A} + C_1 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$

$$\sigma'_{A2} = \frac{W \cdot h^2}{2I} \left(\frac{A_B \cdot L}{A} - C_2 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$



الشكل (٧-٣٧)

حيث: $A = A_A + A_B$

$$\Gamma = A_A + A_B + \frac{A_A \cdot A_B}{A} \quad L_2$$

نقله.

K_2 = النسبة المئوية من العزم الخارجى الذى يقاومه الجداران باعتبارهما كابولى واحد .

ومن أجل الجدار (B) يكون

$$\sigma_{B2} = \frac{+W \cdot h^2}{2I} \left(\frac{A_A \cdot L}{A} + C_3 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$

$$\sigma_{B2} = \frac{-W \cdot h^2}{2I} \left(\frac{A_A \cdot L}{A} - C_4 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$

ج - المخطط رقم (1) :

عندما يعمل الجداران ككابولين مستقلين يصبح لدينا :

$$\sigma_{A1} = \frac{+W \cdot h^2}{2} \cdot \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma_{A1} = \frac{-W \cdot h^2}{2} \cdot \frac{C_2}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

حيث (K_1) النسبة المئوية من العزم الخارجى الذى يقاومه الجداران باعتبارهما

كابولين مستقلين . حيث :

$$K_1 = 100 - K_2$$

ومن أجل الجدار (B) نجد :

$$\sigma_{B1} = \frac{-W \cdot h^2}{2} \cdot \frac{C_3}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma_{B1} = \frac{+W \cdot h^2}{2} \cdot \frac{C_4}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

-- وعند طرفى كل جدار نستطيع أن نكتب :

$$\sigma_A = \sigma_{A1} + \sigma_{A2}$$

$$\sigma'_A = \sigma'_{A1} + \sigma'_{A2}$$

$$\sigma'_B = \sigma'_{B1} + \sigma'_{B2}$$

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2}$$

باستبدال هذه القيم بما يعادلها فى العلاقات السابقة ، نحصل على قيمة K_2 بدلالة (Q).

-- وبذلك نحصل على قيمة (K_2) كما يلى :

$$K_2 = \frac{200}{(\infty H)^2 \left(\frac{h}{H} \right)} \left[1 + \left(\frac{\sinh \infty h \cdot h H}{\cosh \infty h} \sinh (\infty h) \right) \right.$$

$$\left. - \cosh (\infty h) + \frac{1}{2} (\infty h)^2 \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right]^2$$

$$K_1 = (100 - K_2) \text{ حيث}$$

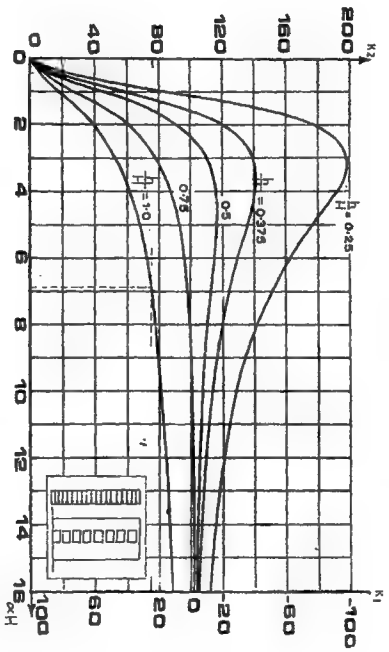
-- إن قيمة (K_2) تتعلق فقط بالمعامل (∞) ونسبة الارتفاع $\frac{h}{H}$.

حيث :

$$\infty = \sqrt{\frac{12I_p}{d \cdot b^3} \left(\frac{A_A + A_B}{A_A \cdot A_B} + \frac{L^2}{I} \right)}$$

* تعطى قيم (K_1, K_2) فى الشكل (٧ - ٣٨) وذلك من أجل الأحوال الموزعة بانتظام بدلالة (∞H) و ($\frac{h}{H}$).

بعد حساب قيم هذين المعاملين ، يتسنى لنا حساب قيم الإجهادات القصوى والصغرى للجدران المدروسة .



شكل (٧-٣٨)

قيم السطحية (K_1 و K_2) من أجل الأحبال الموزعة بانتظام

٢ - حساب قوى القص فى الروابط (كمرات الربط) :

تعتمد قوى القص (q) الموزعة على وحدة الارتفاع بالعلاقة التالية :

$$q = \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

حيث μ معامل يتعلق بشكل المنشأ ، ويعطى بالعلاقة :

$$\mu = 1 + \frac{A.I}{A_A.A_B.L^2}$$

K_3 = معامل إجهاد القص ، يؤخذ من الشكل (٧ - ٣٩) وهو محدد بالعلاقة :

$$K_3 = \frac{\sinh \infty h \cdot \infty H}{\infty H \cdot \cosh \infty h} \cdot \cosh (\infty h) + \frac{\sinh \infty h}{\infty H} + h$$

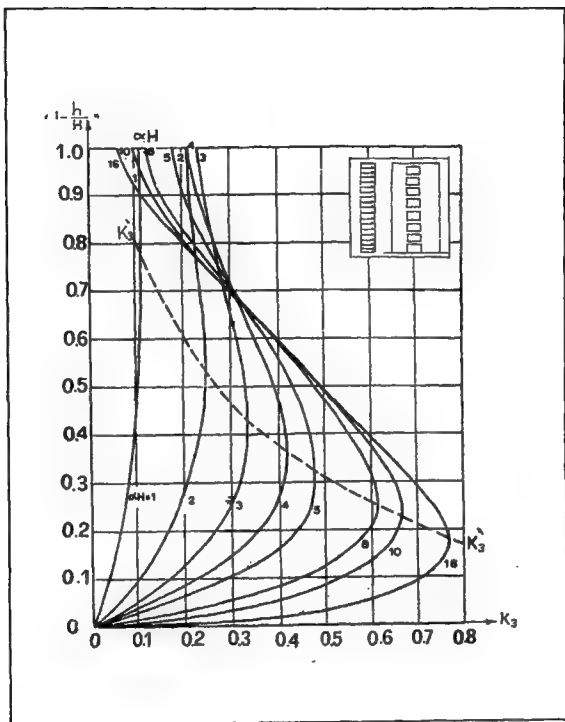
- تكون قيمة القص قصوى عندما يكون :

$$q_{\max} = \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

حيث (K_3) معامل موضح في الشكل (٧ - ٣٩) . ويقابل هذه القيمة العظمى نسبة ($\zeta = \frac{h}{H}$) تعطى رياضياً بالعلاقة التالية :

$$\zeta = \frac{1}{\infty H} \cdot \text{Loge} \left[\frac{\sinh \infty H + \cosh \infty H - \infty H}{\cosh \infty H - \sinh \infty H + \infty H} \right] =$$

$$= \frac{h}{H}$$



الشكل (٧-٣٩)

قيمة المعامل (K_3) من أجل الأحمال الموزعة بانتظام

٣ - حساب عزم الانحناء في الروابط (كمرات الربط) :

بعد تحديد قيم (K_3) من الشكل السابق تحسب (q) عند أى ارتفاع ، أما قوة القص (Q) لكمرة ما فتحسب من خلال تكامل (q) بين مستويين (من أسفل الكمرة المدروسة بنصف ارتفاع الدور إلى أعلى الكمرة بنصف ارتفاع الدور) .

وبعد ذلك نستطيع حساب العزم من العلاقة :

$$M = \frac{1}{2} Q.b$$

ويمكن من خلال إيجاد (q_{max}) وبالتالي (Q_{max}) حساب (M_{max}) .

٤ - حساب الانتقالات الأفقية للجدران :

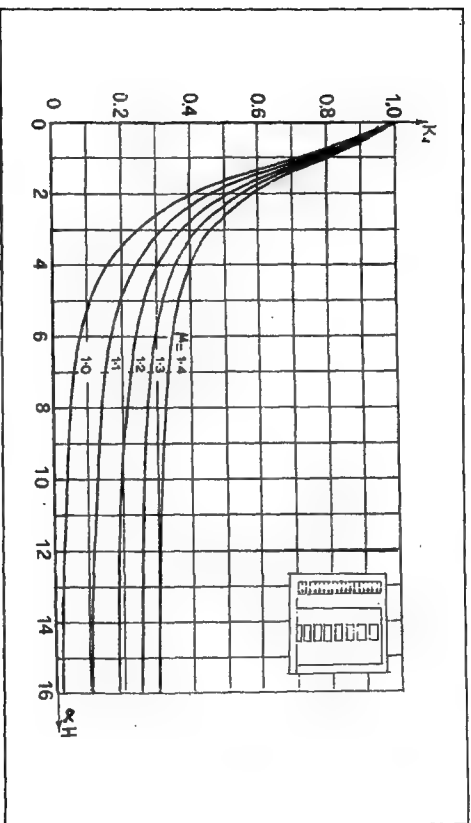
بحسب الانتقال الأفقى الأقصى من العلاقة :

$$\max X_h = \frac{WH^4}{8EI} . K_4$$

K_4 = معامل الانتقال ويؤخذ من الشكل (٧ - ٤٠) بدلالة ($\infty H, \mu$) أما رياضياً فيعبر عنه كما يلي :

$$K_4 = \frac{M-1}{M} - \frac{8}{M} \left[\frac{\infty H . \sinh \infty H - \cosh \infty H + 1}{(\infty H)^4 \cosh \infty H} - \frac{1}{2(\infty H)^2} \right]$$

ونلاحظ أن الانتقال يقترب من القيمة العظمى عندما تقترب (K_4) من الواحد وبالتالي عندما تتناقص قيمة (∞) إلى الصفر .



الشكل (٧-٤٠)

قيم معامل (K_d) من أجل الأضواء المرئية بنظام

* مثال :

المبنى الموضح فى الشكل (٧ - ٤١) يخضع لحمل أفقى موزع بانتظام مقداره 1800 kg/m مطلوب حساب الإجهادات عند قاعدة البناء أي عندما $(\xi = \frac{h}{H} = 1)$. وحساب قوة القص العظمى فى كمرة الربط ، وكذلك الانتقال الأفقى الأقصى للجدران ، علماً بأن:

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ارتفاع كمرة الربط } t = 0.6 \text{ m}$$

$$G = 0.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{وتعتبر كمرة الربط بمقطع (T) عرض جناحه}$$

$$b+t = 3+ 0.6 = 3.6 \text{ m} \quad \text{والأبعاد كما هى فى الشكل المذكور .}$$

الحل :

١ - نوجد الخصائص الهندسية للجدران:

عزوم القصور للجدران وكمرة الربط :

$$I_A = 0.25 \times \frac{5^3}{12} = 2.60 \text{ m}^4$$

$$I_B = 0.25 \times \frac{7^3}{12} = 7.15 \text{ m}^4$$

$$I_{po} = 0.25 \times \frac{0.6^3}{12} = 0.0045 \text{ m}^4$$

$$I = I_A + I_B = 9.75 \text{ m}^4$$

$$A_A = 0.25 \times 5 = 1.25 \text{ m}^2 \quad \text{مساحات المقاطع :}$$

$$A_B = 0.25 \times 7 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$A = A_A + A_B = 3 \text{ m}^2$$

$$I_P = \frac{I_{po}}{1 + K \frac{G}{E} \left(\frac{t}{b} \right)^2} \quad \text{المعاملات :}$$

$$I_p = \frac{0.0045}{1 + 1.1 \frac{2.1}{0.9} \left(\frac{0.6}{3} \right)^2} = 0.00408$$

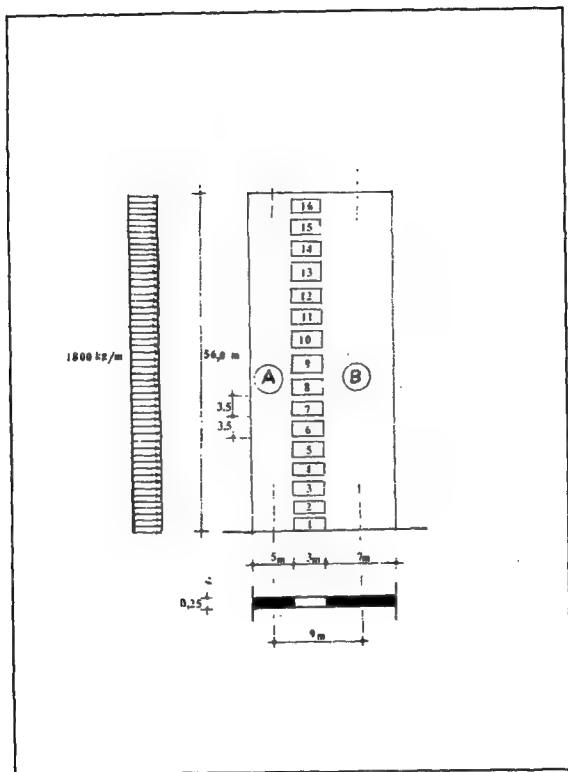
$$\alpha = \sqrt{\frac{12I_p}{d.b^3} \left(\frac{A}{A_A \cdot A_B} + \frac{L^2}{I} \right)}$$

$$\alpha = \left[\frac{12 \times 0.00408}{3.5 (3)^3} \left(\frac{3}{1.25 \times 1.75} + \frac{(9)^2}{9.75} \right) \right]^{1/2} = 0.123$$

$$\alpha H = 0.123 \times 56 = 6.9$$

$$\Gamma = I + \frac{A_A \cdot A_B}{A} \cdot L^2$$

$$\Gamma = 9.75 + \frac{1.25 \times 1.75}{3} (9)^2 = 68.81 \text{ m}^4$$



الشكل (٧-٤١)

٢ - حساب الإجهادات القصوى في الجدران عند أسفل البناء :

نوجد قيم (K_1, K_2) بدلالة (αH) من الشكل (٧ - ٣٩) مع اعتبار أن $(\xi = \frac{h}{H} = 1)$. فنجد $K_1 = 25$ و $K_2 = 75$ حيث $K_1 + K_2 = 100\%$ ويكون عزم القوى الخارجية عند هذا المنسوب :

$$M_0 = \frac{W.H^2}{2} = \frac{1800 (56)^2}{2} \times 10^{-3} = 2822 \text{ m.ton}$$

* الإجهادات على الجدار الأول (A):

أ - عندما يعمل الجداران كابولي مشترك يكون :

$$\sigma_{A2} = \frac{M_0}{I} \left(\frac{A_B \cdot L}{A} + C_1 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma_{A2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} + 2.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = + 23.84 \text{ Kg/cm}^2$$

وهي إجهادات شادة .

$$\sigma'_{A2} = \frac{M_0}{I} \left(\frac{A_B \cdot L}{A} - C_2 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma'_{A2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} - 2.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = + 8.46 \text{ Kg/cm}^2$$

وهي إجهادات شادة أيضاً .

ب - عندما يعمل الجداران كابولين مستقلين :

$$\sigma_{A1} = + M_0 \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma_{A1} = + 2822 \frac{2.5}{9.75} \times 0.75 \times 10^{-1} = + 18.10 \text{ Kg/cm}^2$$

(إجهادات شد)

$$\sigma'_{A1} = - M_0 \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100} = - 18.10 \text{ Kg/cm}^2$$

إجهادات ضغط

وتكون الإجهادات الكلية على الجدار (A):

$$\sigma_A = \sigma_{A1} + \sigma_{A2} = + 18.10 + 23.84 = + 41.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_A = \sigma'_{A1} + \sigma'_{A2} = - 18.10 + 8.46 = - 9.64 \text{ Kg/cm}^2$$

ب - الإجهادات على الجدار الثانى (B):

$$\sigma'_{B2} = - \frac{M_0}{I} \left(\frac{A_A \cdot L}{A} - C4 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma'_{B2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} - 3.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = - 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{B2} = - \frac{M_0}{I} \left(\frac{A_A \cdot L}{A} + C3 \right) \frac{K_2}{100} = - 22.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{B1} = + M_0 \frac{C_4}{I} \cdot \frac{K_1}{100} = + 25.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{B1} = - M_0 \frac{C_3}{I} \cdot \frac{K_1}{100} = - 25.33 \text{ Kg/cm}^2$$

الإجهادات الكلية على الجدار (B):

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2} = - 25.33 - 22.30 = - 47.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_B = \sigma'_{B2} + \sigma'_{B1} = + 25.33 - 0.77 = + 24.56 \text{ Kg/cm}^2$$

ويوضح الشكل (٧ - ٤٢) توزيع هذه الإجهادات .

٣ - حساب قوة القص العظمى فى الروابط (كمرات الربط):

$$q = \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu} \quad \text{نوجد (q) قوة القص فى وحدة الارتفاع :}$$

وعندما يكون ($K_3 = K'_3$) نجد أن ($q = q_{\max}$)

نحسب (μ) كما يلى :

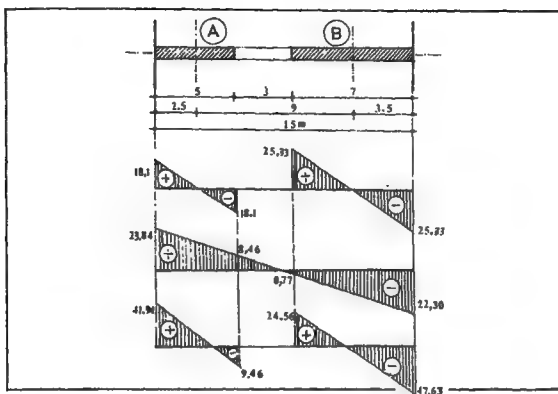
$$\mu = 1 + \frac{A.I}{A_A \cdot A_B \cdot L^2} = 1 + \frac{3 \times 9.75}{1.25 \times 1.75 (9)^2} = 1.17$$

إذن :

$$q_{\max} = \frac{1800 \times 56}{9} \cdot \frac{K_3}{1.17}$$

$$q_{\max} = 9573 \text{ Kg}$$

ولدينا ($\alpha H = 6.9$).



الشكل (٧-٤٢)

ومن الشكل (٧ - ٣٩) نحصل بدلالة هذه القيمة على (K_3) كما يلي : $K_3 = 0.57$ وهي تقابل $(1 - \frac{h}{H} = 0.28)$ في الشكل المذكور. وبالتالي تقابل ارتفاعاً مقداره

$$h = (1 - 0.28) 56 = 40.3 \text{ m}$$

إذن :

$$q_{\max} = 5457 \text{ kg/m}$$

وتكون قوة القص القصوى :

$$Q_{\max} = q_{\max} \cdot d = 5457 \times 3.5$$

$$Q_{\max} = 19100 \text{ kg}$$

ونلاحظ أنه لو أجرينا التكامل لقيمة (q) بين الدورين (١١، ١٢) حصلنا على قيمة مقارنة .

٤ - حساب الانتقال الأفقى الأقصى فى الجدران :

نوجد المعامل (K_4) من الشكل (٧ - ٤٠) بدلالة ($H = 6.9$ و $\mu = 1.17$)
حيث نجد $K_4 = 0.22$.

ويكون الانزياح الأقصى :

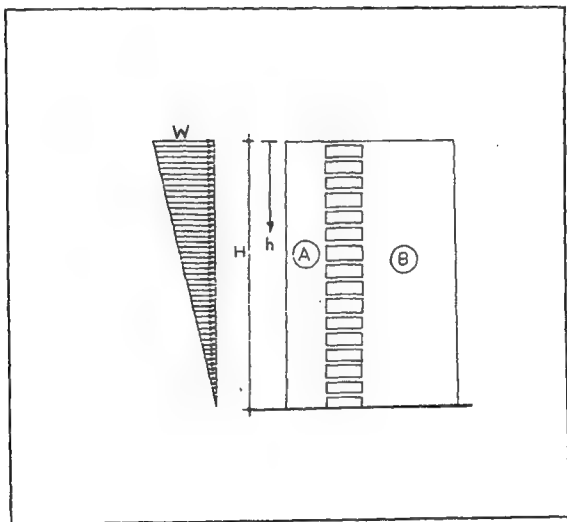
$$\max X_h = \frac{W.H^4}{8EI} . K_4$$

ويتبدل القيم الرقمية نجد $\max X_h = 0.24 \text{ cm}$

ثانياً : حالة جدار قص مرتبطان يتعرضان إلى حمل أفقي مثلث :
تُعطى قيمة عزم الانحناء للقوى الخارجية في الحالة الموضحة في الشكل
(٤٣-٧) كما يلي :

$$M_0 = W.h^2 \left(-\frac{1}{2} - \frac{h}{6H} \right)$$

حيث (h) الارتفاع عند المنسوب المدروس مقاساً من الأعلى.
(w) الشدة القصوى للحمل المثلث .



الشكل (٤٣-٧)

١- الإجهادات المحورية في الجدران :

* لحساب الإجهادات المحورية في الجدران تُستخدم نفس العلاقات الواردة في حالة الأحمال الموزعة بانتظام . مع اختلاف في قيم المعاملين (K_1, K_2) ، حيث يؤخذ في حالة الأحمال المثلثة التوزيع من الشكل (٧ - ٤٤) .
هذا وقد استُخرج في هذه الحالة من العلاقة التالية :

$$K_2 = \frac{100}{(\alpha h)^2 \left(-\frac{1}{2} - \frac{h}{6H} \right)} \left[1 - \frac{h}{H} + \frac{(\alpha h)^2}{2} - \frac{(\alpha h)^2}{6} - \cosh \alpha h + \frac{\sinh \alpha H - \frac{1}{2} \alpha H + \frac{1}{\alpha H}}{\cosh \alpha H} \right]$$

أما (K_1) فهو : $K_1 = 100 - K_2$

٢ - قوى القص في الروابط :

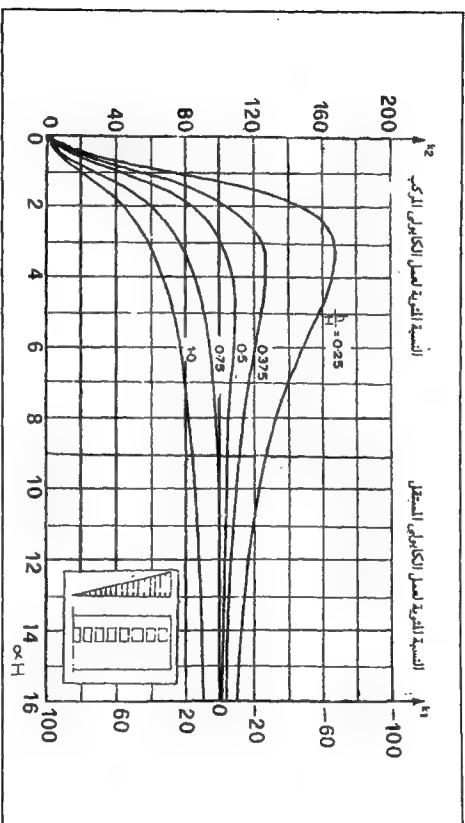
بنفس الطريقة الواردة في الأحمال الموزعة بانتظام تكون قوة القص في وحدة الارتفاع .

$q = \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$ حيث $\mu = 1 + \frac{A.A.I}{A_A.A_B.L^2}$ و (K_3) معامل يؤخذ من الشكل (٧ - ٤٥) وهو مستخرج من العلاقة الرياضية التالية:

$$K_3 = \frac{\sinh \alpha h - \frac{1}{2} \alpha H + \frac{1}{\alpha H}}{\alpha H \cdot \cosh \alpha h} \cdot \cosh \alpha h + \frac{\sinh \alpha h}{\alpha H} + \frac{h}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{H} \right)^2 - \frac{1}{(\alpha H)^2}$$

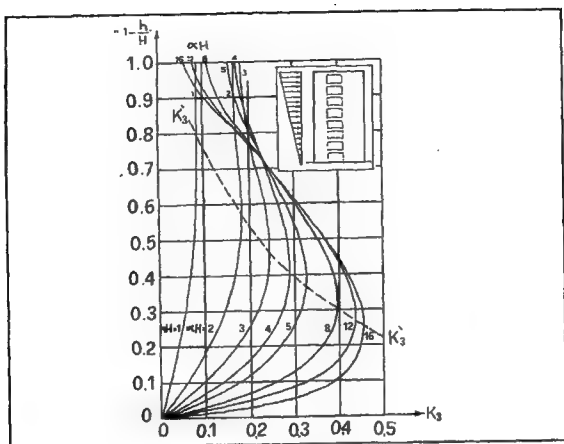
وتُعطى (K_3) في الشكل المذكور قيم (q_{\max}) .

يتم الحصول على قيم (Q) من تكامل (q) بين الدورين المدروس بينهما كمرّة الربط كما في الحالة السابقة.



الشكل (٧-٤٤)

قيم المعاملين (K_1, K_2) تحت تأثير الأحمال المعلقة للتوزيع



الشكل (٧-٤٥)

قيم المعامل (K_3) تحت تأثير الأعمال المغطاة التوزيع

٣ - الانتقالات الأفقية في الجدران :

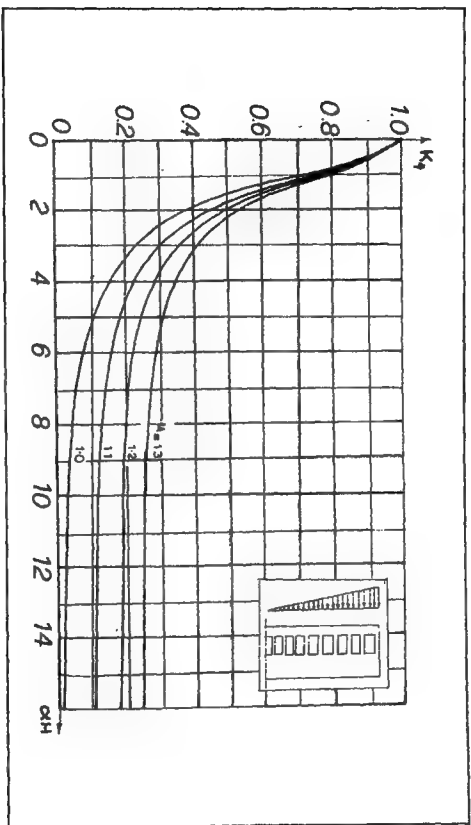
يُعطى الانتقال الأفقى الأقصى فى هذه الحالة بالعلاقة :

$$\max X_h = \frac{11}{120} \cdot \frac{W \cdot H^4}{EI} \cdot K_4$$

حيث (K_4) معامل يؤخذ من الشكل (٧-٤٦) وهو مستخرج من العلاقة

التالية:

$$K_4 = 1 - \frac{1}{\mu} + \frac{120}{11} \cdot \frac{1}{\mu (\alpha H)^2} \left[\frac{1}{3} - \frac{1 + \left(\frac{\alpha H}{2} - \frac{1}{\alpha H} \right) \sinh \alpha H}{(\alpha H)^2 \cosh \alpha H} \right]$$



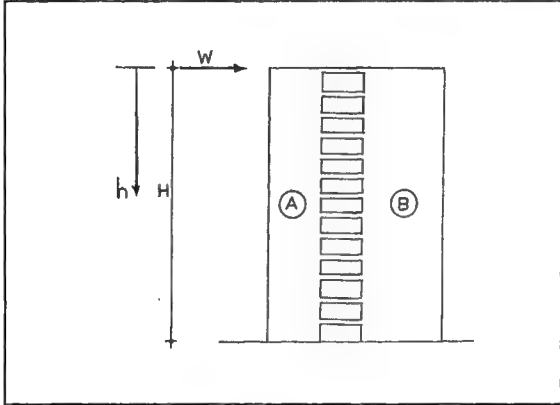
الشكل (٧-٤٦)

قيم المعامل (K_q) تحت تأثير الأحمال المتحركة

ثالثاً: حالة جدارى قص مرتبطان يتعرضان إلى حمل مركزى فى الأعلى:

لحساب الإجهادات المحورية المطبقة على الجدران فى هذه الحالة تتبع نفس الخطوات الواردة فى حالة الأحمال الموزعة بانتظام . مع اعتبار أن عزم القوى الخارجية يُعطى فى هذه الحالة بالعلاقة :

$$M_0 = W.h$$



الشكل (٧-٤٧)

- يؤخذ المعاملان (K_1 و K_2) تحت تأثير الحمل المركزى فى الأعلى (W) من الشكل (٧-٤٨) مع العلم بأن المعامل (K_2) مستخرج من العلاقة التالية :

$$K_2 = 100 \left(1 - \frac{\sinh \alpha h}{\alpha h \cosh \alpha H} \right)$$

$$K_1 = 100 - K_2$$

أما قوى القص فى وحدة الارتفاع فتعطى كما يلى :

$$q = \frac{W}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

K_3 = معامل القص الموضح فى الشكل (٧ - ٤٩) . وهو مستخرج من العلاقة

$$K_3 = 1 - \frac{\cosh \alpha h}{\cosh \alpha H}$$

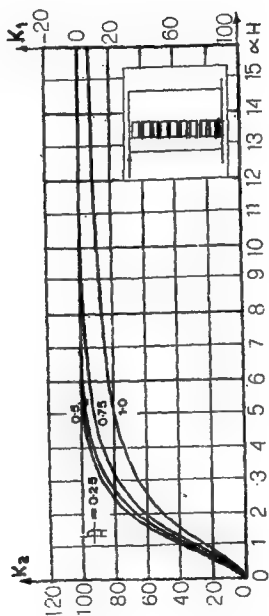
والقص الأقصى يحدث دائماً فى أعلى المبنى .

أما الانتقالات الأفقية فى الجدران فهى :

$$\max X_h = \frac{W.H^3}{3EI} \cdot K_4$$

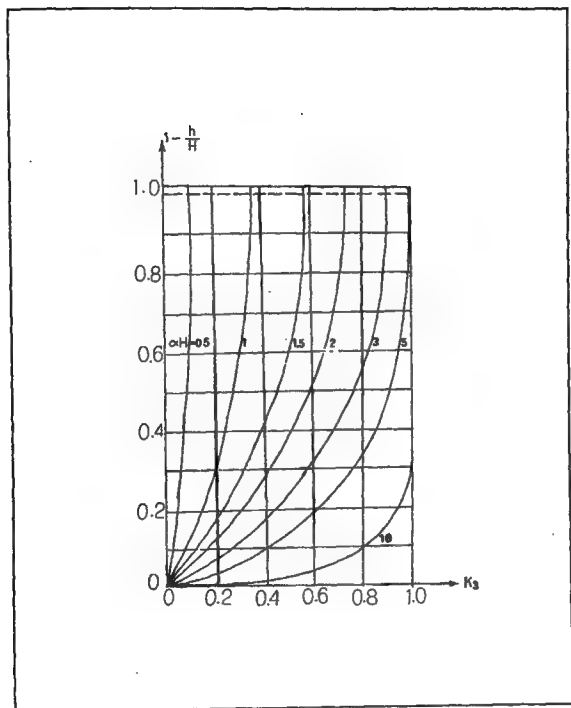
K_4 = معامل الانتقال المبين فى الشكل (٧ - ٥٠) وهو مستخرج من العلاقة:

$$K_4 = 1 - \frac{3}{\mu} \left[-\frac{1}{3} + \frac{\sinh \alpha h}{(\alpha H)^3 \cdot \cosh \alpha H} - \frac{1}{(\alpha h)^2} \right]$$



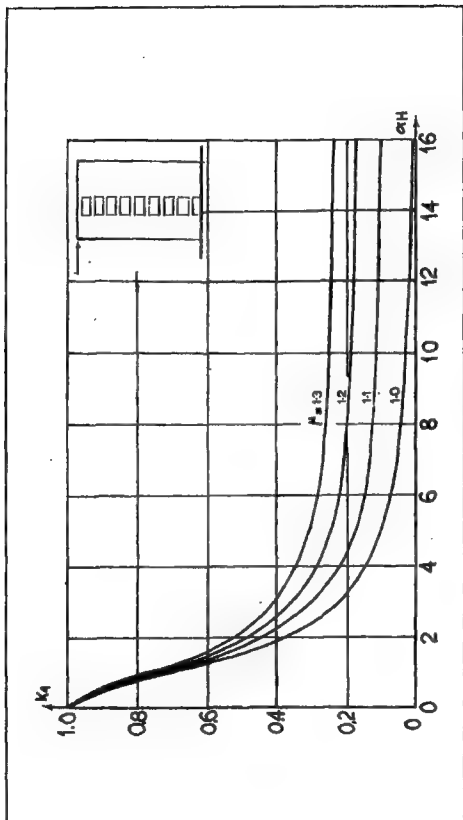
الشكل (٧-٤٨)

قيم المعاملين (K_1, K_2) تحت تأثير حمل مركزى الأعلى



الشكل (٧-٤٩)

قيم المعامل (K_3) تحت تأثير حمل مركزي في الأعلى



الشكل (٧ - ٥٠)
قيم المعاملين (K_d) وتأثير حمل مركزي أعلى

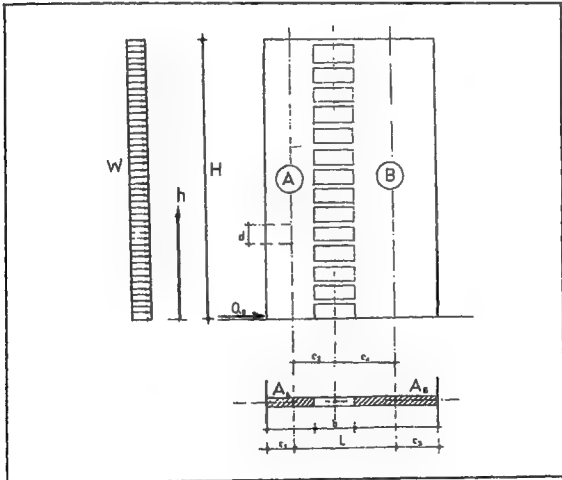
٧-٤-٢-١ النموذج الثاني:

- نُوصِّلنا الجداول التالية ، المشابهة للجداول التي وردت في النموذج الأول ، إلى دقة مقبولة ، من أجل الحسابات التقريبية لجدران القص .

أولاً - حالة جدارين مرتبطين يتعرضان إلى حمل موزع بانتظام :

١- الروابط (كمرات الربط) :

تنتج عن الأحمال الأفقية (W) المؤثرة على الجدارين المرتبطين (A,B) الموضحين في الشكل (٧ - ٥١) ، قوى قص وعزوم انحناء في الروابط .



الشكل (٧-٥١)

تُصمَّم الروابط الموضحة في الشكل المذكور على العزوم والقوى القاصة الناتجة عن حالة التحميل المبينة ، إضافة إلى الأحمال الرأسية المطبقة عليها من خلال الأحمال الحية والميتة المنقولة من الأسقف . ويجرى ذلك باعتبار هذه الروابط كمرات مثبتة الطرفين .

تُعطى قوى القص الناتجة عن (W) والمطبقة في طرفي رابط ما مثل (i) بالعلاقة :

$$Q_i = \frac{Q_0 \cdot L \cdot d}{\Gamma \cdot A} (A_A \cdot A_B) \phi_i$$

حيث :

Q_0 = قوة القص الخارجية في أسفل البناء .

$$Q_0 = W \cdot H$$

$L \cdot d$ = موضحة على الشكل (٧ - ٥١) .

H = ارتفاع الجدار المدروس (والمستمر على كامل المبنى) .

Γ = عزم قصور المقطع الكلي للجدارين مع الرابط حول مركز ثقل المجموعة ، ويُحسب كما يلي :

$$\Gamma = I + \frac{A_A \cdot A_B \cdot L^2}{A}$$

حيث A = مساحة مقطع الجدارين وتساوى $(A_A + A_B)$.

ϕ_i = معامل قوة القص ، الذي يُحدَّد من الشكل (٧ - ٥٢)

بدلالة

$(\alpha, \zeta = \frac{h}{x})$ حيث (h) = الارتفاع المدروس عنده الرابط مقاساً من الأسفل .

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{3I_{po} \cdot \Gamma}{2I}} \cdot \frac{A}{d \left(\frac{b}{2} \right)^3 \cdot A_A \cdot A_B}$$

حيث:

I_{P0} = عزم قصور كمرة الربط حول مركز ثقلها.

I = مجموع عزمى قصور الجدارين (A,B)

$$I = I_A + I_B$$

d = ارتفاع الدور.

b = طول كمرة الربط.

* ملاحظة :

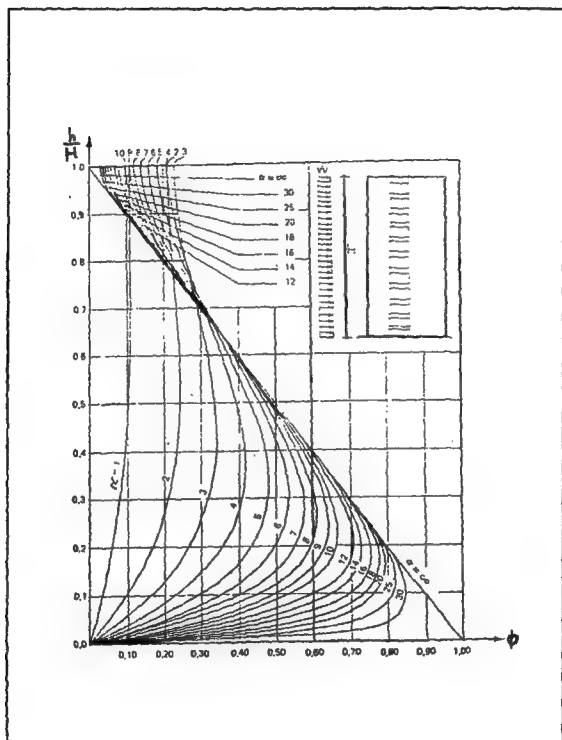
فى الحالات التى يختلف فيها معامل مرونة الرابط (E_{P0}) عن معامل مرونة الجدارين (A,B) تصبح قيمة (α) كما يلى :

$$\alpha' = \alpha \sqrt{\frac{E_{P0}}{E}}$$

حيث (α) هى القيمة المعطاة فى العلاقة السابقة .

- يُحسب عزم الانحناء الناتج عن (Q) بالعلاقة .

$$M_i = \frac{1}{2} Q_i \cdot b$$



الشكل (٧ - ٥٢)

قيم معامل القص (ϕ) تحت تأثير الحمل الموزع بانتظام

٢ - الجدران :

لإيجاد الإجهادات المطبقة على الجدران ، تحسب العزوم والقوى المحورية الناتجة عن تأثير الأحمال الأفقية الموزعة بانتظام .

فالقوة المحورية فى أى دور تساوى قوة القص فى الرابط (Q) عند هذا الدور ، مضافاً إليها مجموع قوى القص فى الروابط الواقعة فى الأدوار التى تعلو الدور المدروس أى أن :

$$N_i = Q_i + \sum Q_h$$

حيث : N_i = القوة المحورية للجدار فى دور معين .

Q_i = قوة القص فى الرابط الواقع فى الدور .

$\sum Q_h$ = مجموع قوى القص فى الأدوار التى تعلو الدور ، وحتى أعلى المبنى .

أما عزوم الانحناء فى الجدران ، فتؤخذ من العلاقات التالية :

$$M_A = \frac{IA}{I} \cdot Q_0 \cdot H \left[\frac{(1 - \zeta)^2}{2} - \frac{L^2 \cdot A_A \cdot A_B}{\Gamma \cdot A} \psi \right]$$

$$M_B = \frac{I_B}{I_A} \cdot M_A$$

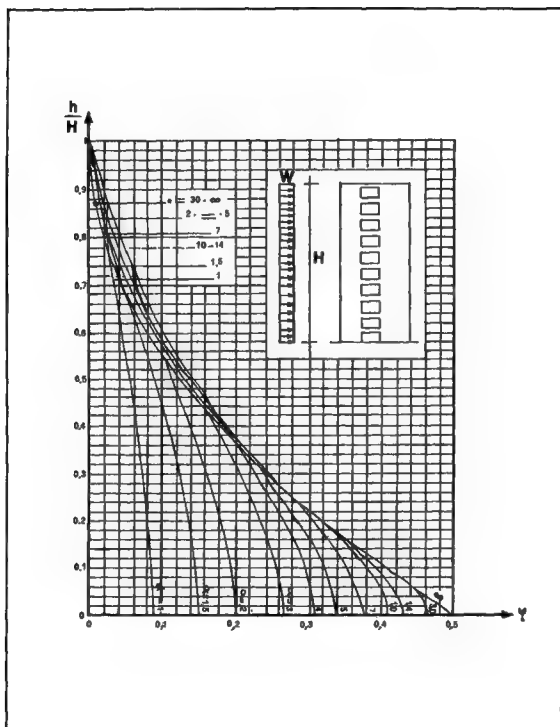
حيث (ψ) : معامل الانحناء الموضح فى الشكل (٥ - ٥٩) بدلالة $(\zeta = \frac{h}{H}, \alpha)$

* ملاحظة :

للتحقق من اتزان الجدران يجب أن تتحقق العلاقة التالية عند أسفل المبنى أى عندما ($\zeta = 1$)

$$M_0 = M_A + M_B + N \cdot L$$

حيث (M_0) عزم القوى الخارجية : $M_0 = \frac{WH^2}{2}$



الشكل (٧-٥٣)

قيم المعامل (ψ) تحت تأثير الأحمال الموزعة بانتظام

يُحسب الانتقال الأفقى الأقصى فى الجدران من العلاقة :

$$\max X_h = \frac{Q_0 \cdot H^3}{8EI} \left(1 + \frac{8L^2 \cdot A_A \cdot A_B}{A \cdot I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \right)$$

حيث $\psi = \psi_0$ عند الطرف (0)، وتؤخذ من الشكل (٧ - ٥٣) .

* مثال :

مطلوب حساب قوى القص فى كافة روابط المبنى الموضح فى الشكل (٧ - ٥٤) .
وكذلك عزوم الانحناء فيها . كذلك مطلوب حساب القوى المحورية وعزوم الانحناء
والانتقال الأقصى فى الجدران .

مع العلم أن :

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \text{ للروابط والجدران}$$

$$t = 60 \text{ cm ارتفاع كمره الربط .}$$

الحل :

- الخصائص الهندسية للمقطع :

$$I_A = 2.6 \text{ m}^4$$

$$I_B = 7.15 \text{ m}^4$$

$$I = I_A + I_B = 9.75 \text{ m}^4$$

$$I_{P0} = 0.0045 \text{ m}^4$$

$$A_A = 1.25 \text{ m}^2$$

$$A_B = 1.75 \text{ m}^2$$

$$A = A_A + A_B = 3 \text{ m}^2$$

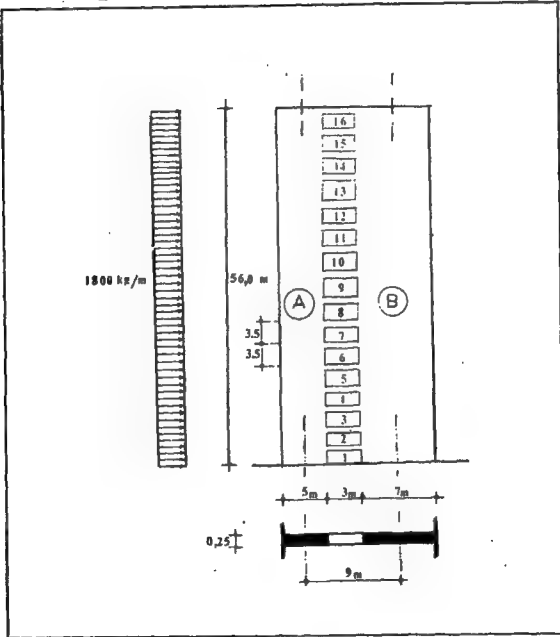
$$\Gamma = I + \frac{L^2 \cdot A_A \cdot A_B}{A} = 68.81 \text{ m}^4$$

$$\alpha = H \sqrt{\frac{3 I_{P0} \cdot \Gamma \cdot A}{2 I \cdot A_A \cdot A_B \cdot d \left(\frac{b}{2} \right)^2}} = 4.7$$

- قوى القص وعزوم الانحناء في الروابط :

$$Q = \frac{W \cdot L \cdot D \cdot H}{\Gamma \cdot A} (A_A \cdot A_B) \phi_1 = 33652 \phi_1 \quad \text{kg}$$

$$M_{P1} = \frac{1}{2} Q \cdot b = 1.5 Q \quad \text{kg.m}$$



الشكل (٧ - ٥٤)

نوجد قيم ϕ_i من الشكل (٧ - ٥٢) وننظم النتائج فى الجدول التالى :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	المسور
0.0625	0.1250	0.1875	0.2500	0.3125	0.3750	0.4375	0.5000	0.5625	0.6250	0.6875	0.7500	0.8125	0.8750	0.9375	1.00	$\zeta = h/H$
0.18	0.33	0.39	0.43	0.48	0.47	0.46	0.42	0.39	0.37	0.34	0.27	0.26	0.23	0.20	0.18	ϕ_i
6057	11089	13089	14432	16110	15774	15439	14096	13089	12418	11411	9062	8726	7719	6712	6057	Ql kg
9086	16613	19634	21648	24165	23661	23159	21144	19634	18627	17117	13593	13089	11579	10068	9086	Mpl kg.m

ويفضل إضافة الطابق الأرضى فى حسابات الجدول لإجراء التحقيق النهائى .
نعتد منسوب الصفر يكون

$$\frac{h}{H} = 0 \quad \phi = 0 \quad Q = 0 \quad M = 0$$

- القوى المحورية وعزوم الانحناء فى الجدران .

القوى المحورية كما فى الجدول التالى (مقدرة بالطن).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	المسور
181.3	175.2	164.1	151.0	136.6	120.5	104.7	89.9	75.2	62.1	49.7	38.3	29.2	20.5	12.8	6.1	Ni (ton)

عند منسوب الصفر يكون $N = 181.3 \text{ ton}$

عزوم الانحناء على الجدران :

$$M_A = \frac{I_A}{I} \cdot W \cdot H^2 \left[\frac{(1 - \zeta)^2}{2} - \frac{A_A \cdot A_B}{A \cdot \Gamma} \cdot L^2 \cdot \psi \right]$$

$$M_A = 752.64 \left[(1 - \zeta)^2 - 1.65 \psi \right] \quad \text{m} \cdot \text{ton}$$

$$M_B = \frac{I_B}{I_A} \cdot M_A = 2.75 M_A \quad \text{m} \cdot \text{ton}$$

وتنظم النتائج فى الجدول التالى :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	الدور
0.0625	0.1250	0.1875	0.2500	0.3125	0.3750	0.4375	0.5000	0.5625	0.6250	0.6875	0.7500	0.8125	0.8750	0.9375	1.00	$\zeta = h/H$
0.8789	0.7656	0.6602	0.5625	0.4727	0.3901	0.3164	0.2500	0.1914	0.1406	0.0977	0.0625	0.0352	0.0156	0.004	0.0	$(1-\zeta)^2$
0.330	0.310	0.290	0.270	0.230	0.200	0.180	0.130	0.115	0.095	0.070	0.050	0.027	0.015	0.004	0.0	ψ
+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	0.0	M_A m.ton
251.7	191.2	136.6	88.1	70.1	45.2	34.6	26.7	1.2	12.2	14.4	15.1	7.0	6.9	1.9		
+	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	0.0	M_B
692.2	525.8	375.7	242.3	192.8	124.3	40.2	73.4	3.3	3.5	36.8	41.5	19.4	18.9	5.4		

وعند منسوب الصفر يكون :

$$\zeta = \frac{h}{H} = 0 \Rightarrow \psi = 0.345 \Rightarrow M_A = 313 \text{ m.ton}$$

$$M_B = 861 \text{ m.ton}$$

check:

$$M_A + M_B + N.L = 313 + 861 + 9 \times 181.3 = 2805.7 \text{ m.ton}$$

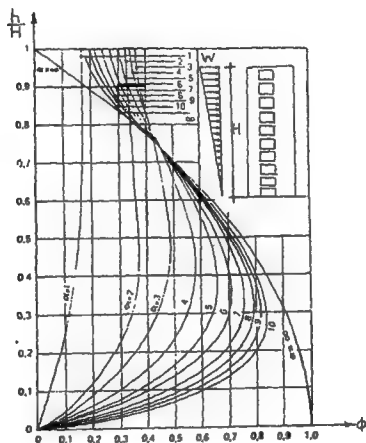
$$M_0 = \frac{WH^2}{2} = 2822 \text{ m.ton}$$

وفي الحالات التي تكون فيها الفروقات طفيفة يفضل مراجعة تقدير المعاملين (ϕ, ψ) .

ثانياً : جداراً قص مرتبطان يتعرضان لحمل مثلث شدته القصوى في الأعلى :

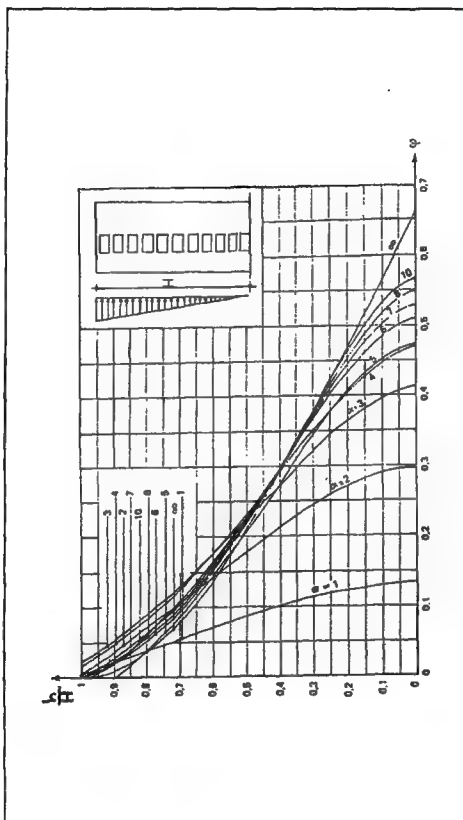
تستخدم لحساب الإجهادات في هذه الحالة العلاقات السابقة (حالة الأحمال الموزعة بانتظام) مع إستبدال قيمة $(Q_0 = WH)$ بـ $Q_0 = \frac{1}{2}WH$ لحالة الأحمال المثلثة) في كافة الأشكال .

كما تستخدم الأشكال (٧ - ٥٥) و (٧ - ٥٦) لحساب المعاملان (ψ, ϕ) .



الشكل (٧-٥٥)

قيم المعامل (ϕ) تحت تأثير الأحمال المثلثة التوزيع

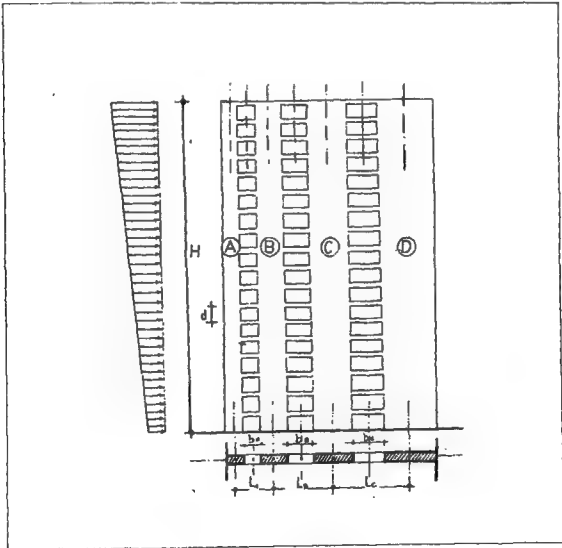


قيم المعامل (ψ) تحت تأثير الأحمال المعلقة التوزيع
الشكل (٧ - ٥٦)

* ملاحظة

تطبق الطريقة السابقة لحساب عدة جدران متصلة مع بعضها بواسطة مجموعة من الروابط فى منسوب واحد . (حالة جدار قص يحتوى على فتحات متعددة) كالحالة الموضحة فى الشكل (٧ - ٥٧) أدناه .

نستخدم لهذه الحالة نفس المنحنيات البيانية لحالتى التحميل (الموزعة بانتظام والمثلثة التوزيع) المذكورتين ، مع إجراء التعديلات التالية أثناء الحساب :



الشكل (٧-٥٧)

$$\alpha = H \sqrt{\frac{6m}{d \sum I_i}}$$

حيث :

$$m = \sum \frac{2I_{poi} \cdot L_i^2}{b^3}$$

..... $i = A, B, C$ عند أى منسوب مدروس (h).

وتكون القوى المحورية فى المستوى (h) هى :

$$Q_A = Q_0 \cdot d \frac{I_{POA} \cdot L_A^2}{4b^3_A \cdot m} \cdot \phi$$

$$Q_B = Q_0 \cdot d \frac{I_{POA} \cdot L_B^2}{4b^3_B \cdot m} \cdot \phi$$

وهكذا .

أما العزوم فى كل جدار :

$$M_A = \eta I_A$$

$$M_B = \eta I_B$$

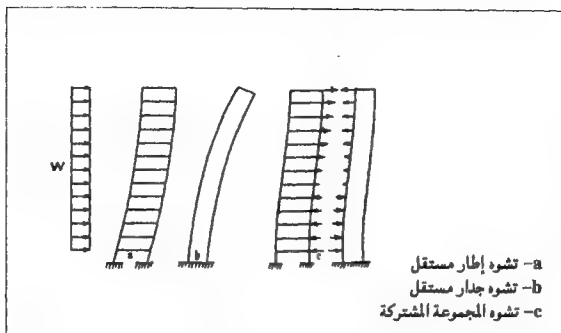
$$\eta = \frac{Q_0 \cdot H}{\sum I_i} \left[\frac{1}{2} (1 - \zeta)^2 - \psi \right] \quad \text{حيث:}$$

وتكون معادلة اتزان المجموعة :

$$M_0 = \sum M_i + \sum (N_i \cdot \sum L_i)$$

٧ - ٥ التحليل الإنشائى للنظم المشتركة :

عندما تُربط كل من الجدران والإطارات معاً لتشكيل مجموعة إنشائية واحدة ، فإن سلوك المجموعة المشتركة هذه يختلف عن سلوك كل عنصر من العنصرين المذكورين على حدة وذلك بسبب إختلاف الصلابة النسبية، وبالتالى شكل التشوهات تحت تأثير الأحمال الأفقية ويمثل الشكل (٧ - ٥٨) تشوهات هذه المجموعة.



الشكل (٧-٥٨)

لوحظ فى المجموعة المشتركة أن الإطارات تعمل على إمتصاص كافة القوى القاصة فى الدور الأخير منها أى فى قمة المبنى . فى حين تعمل الجدران على إمتصاص تلك القوى جميعها فى أسفلها . أما فى المناطق الأخرى فتتوزع قدرة تلقى قوى القص بنسب مختلفة تبعاً لصلابة العناصر النسبية . إلا أنه غالباً ماتتحمل الجدران النصيب الأكبر .

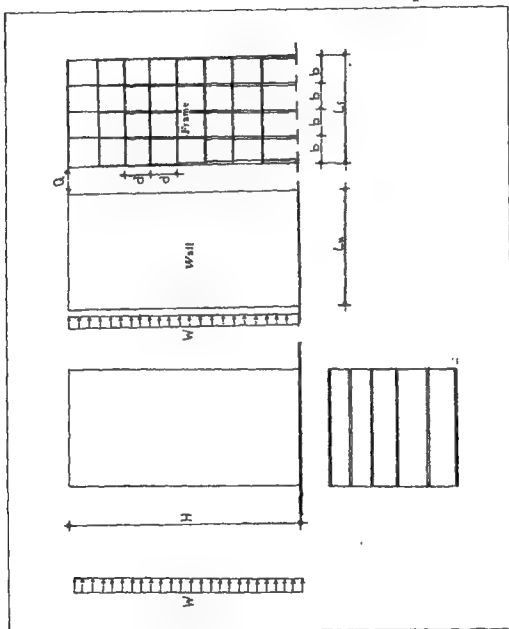
نستعرض الطريقة التقريبية التالية بشكل موجز لحساب القوى والإجهادات فى العناصر الإنشائية المكونة لهذه المجموعة . على الرغم من أنه يفضل إستخدام الطرق الدقيقة وإستخدام الحاسب لدراسة النظم المشتركة .

تُدعى هذه الطريقة بطريقة الصلابة المركبة ، والتى يتلخص الحساب فيها بإيجاد قوة القص المشتركة ، والتى يخضع لها كل من الجدران والإطارات نتيجة الدفع الأفقى ، وكذلك إيجاد عزوم الإنحناء والانتقالات الأفقية فى المنشأ .

ندرس فى هذه الطريقة الحالة الخاصة التى يكون فيها المنشأ متناظر من حيث توزيع العناصر الإنشائية والأحمال ، بشكل تكون معه عزوم اللى معدومة .

يوضح الشكل (٧ - ٥٩) نموذجاً لهذه الحالة ، حيث تحسب قوة القص فى قمة المبنى ، والتي تعتبر ثابتة عند هذا المنسوب بالعلاقة .

$$\frac{Q}{W} = \frac{m}{1 + \frac{\sum K_W}{\sum K_F}}$$



الشكل (٧-٥٩)

حيث : $m=0.375$ إذا كان الحمل (W) موزعاً بانتظام.

$m=0.550$ إذا كان الحمل (W) مثلثاً شدته القصوى فى الأعلى.

$m=1.00$ إذا كان الحمل مركزاً فى الأعلى.

توزع (Q) بين جدران وإطارات المنشأ المدروس تبعاً لصلابتها (K_w, K_f) فلو اشتمل البناء على (n_f) إطار وعلى (n_w) جدار، لكسان نصيب كل إطار من (Q) هو : (Q/n_f). ونصيب كل جدار هو (Q/n_w). وهى مطبقة فى قمة هذه العناصر كما فى الشكل السابق .

تُحسب الصلابة (K_w, K_f) على النحو التالى :

- تُعطى قيمة الصلابة لجدار ما فى المجموعة بالعلاقة :

$$K_w = \frac{3.E.I_w}{H^3}$$

وهى تمثل مقدار القوة الأفقية التى لو طبقت على الجدار لأحدثت فيه انزياحاً أفقياً مقداره الوحدة حيث :

E = معامل مرونة الجدار .

I_w = عزم قصور الجدار المدروس.

H = ارتفاع الجدار (المستمر على كامل ارتفاع المبنى) .

- تُحسب صلابة العناصر لإطار ما فى المجموعة من العلاقة :

$$K_f = \frac{T}{\Delta f + \Delta w} \Rightarrow K_f = \frac{1}{\frac{\Delta f}{T} + \frac{\Delta w}{T}}$$

وهى تمثل مقدار القوة الأفقية التى لو طبقت على الإطار لأحدثت فيه انزياحاً أفقياً مقداره الوحدة . حيث :

T = قوة القص الخارجية عند المنسوب المدروس .

Δf = الانزياح الأفقى الحاصل فى قمة الإطار .

Δw = الانزياح الأفقى الحاصل فى قمة الجدار .

وتكون قيم الانتقال كما يلى :

$$\Delta_f = \frac{T \cdot H^3 \cdot F}{E \cdot A_{CA} \cdot L_f^2}$$

$$\frac{\Delta f}{T} = \frac{H^3 \cdot F}{E \cdot A_{CA} \cdot L_f^2}$$

حيث (F) معامل يؤخذ من الجدول (٧ - ٢) بدلالة (α) التى قُثل نسبة مساحة مقاطع الأعمدة الخارجية فى الدور الأخير للإطار المدروس ، إلى مساحتها فى الدور الأرضى له وذلك تحت تأثير الأحمال الموزعة بانتظام والمثلثة والمركزة .

نوع التجهيل	قيمة α	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
موزع بانتظام (W)	0.333	0.320	0.300	0.295	0.288	0.270	0.262	0.262	0.254	0.254	0.250	0.250
مثلث شدته فى الأعلى (W)	0.500	0.480	0.430	0.430	0.420	0.407	0.400	0.400	0.384	0.384	0.367	0.367
حمل مركزى فى الأعلى (W)	1.00	0.935	0.849	0.849	0.800	0.770	0.750	0.725	0.700	0.695	0.667	0.667

الجدول (٧-٢)

قيم المعامل (F)

E = معامل مرونة الاطار .

A_{CA} = مساحة مقاطع أعمدة الإطار المدروس الخارجية عند منسوب الدور

الأرضى له .

L_p = فتحة الإطار .

- الانزياح Δw

$$\Delta w = \frac{T.H.d^2.\rho}{12 \sum EI_{AC}}$$

$$\frac{\Delta w}{T} = \frac{H.d^2 \rho}{12 \sum EI_{AC}}$$

d = ارتفاع الدور .

ρ = تعطى بالعلاقة التالية :

$$\rho = 2 \eta \cdot F_b (1-r_b)^3 + F_c (1-r_c)^3$$

حيث :

F_b = معامل يتعلق بالنسبة (b) . التى تمثل نسبة عزم قصور كمرات الإطار فى

الدور العلوى له ، إلى عزم القصور فى الدور السفلى له .

وكذلك (Fc) التى تتعلق بقيمة (c) التى تمثل النسبة السابقة لكن لكمرات

الإطار . وهذان المعاملان يؤخذان من الجدول التالى :

نوع التحميل	قيمة النسبة (b) أو (c)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
حمل موزع بانتظام	0.03	0.900	0.800	0.750	0.700	0.650	0.605	0.595	0.580	0.565	0.530	0.500
حمل مثلث		1.510	1.295	1.035	0.895	0.820	0.820	0.800	0.790	0.750	0.690	0.667
حمل مركزى فى الأعلى	0.0 3.40	2.605	2.600	1.780	1.600	1.390	1.225	1.190	1.100	1.050	1.000	

الجدول (٧-٣)

قيم المعامل (F_b) أو المعامل (F_c)

η = تمثل النسبة التالية فى الدور الأرضى للإطار :

$$\eta = \frac{\sum I_{CA}/d}{2 \sum I_{bA}/b}$$

I_{CA} = عزوم أعمدة الإطار فى الدور الأرضى .

I_{bA} = عزوم كمرات الإطار فى الدور الأرضى .

d = ارتفاع الإطار فى الدور الأرضى .

b = المسافة بين أعمدة الاطار فى الدور الأرضى . .

r_b = تمثل النسبة $(\frac{b_c}{b})$, b_c = عرض الأعمدة فى الإطار .

r_c = تمثل النسبة $(\frac{t}{d})$, t = سماكة الكمرات فى الإطار .

- بعد حساب قوة القص الكلية (Q) ، يتحمل كل إطار (i) من إطارات المجموعة جزءاً من هذا الحمل مقداره (Q_i) :

$$Q_i = \frac{Q}{n_f}$$

n_f = عدد الإطارات فى المنشأ المدروس .

ويتحمل كل جدار (i) :

$$Q_{wi} = \frac{Q}{n_w}$$

n_w = عدد الجدران فى المجموعة .

مع التذكير بأن المجموعة متناظرة فى الخواص والتحميل .

- يُحسب الانتقال الأفقى فى أى إطار بالعلاقة :

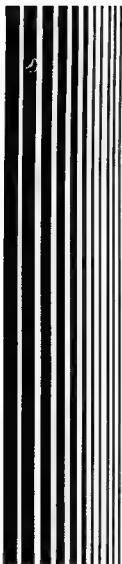
$$X_f = \frac{Q}{K_f}$$

- وفى الأعمدة الداخلية للإطار تكون قوى القص :

$$(Q_i)_e = \frac{Q_i}{(n_f)_e}$$

حيث :

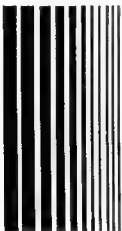
$(n_f)_e$ = عدد الأعمدة الداخلية للإطار .



الفصل الثامن

موجز طريقة توزيع

العزوم لحساب الإطارات



نظراً للحاجة الدائمة لاستخدام إحدى الطرق لحساب الإطارات وذلك عند الحساب الإنشائي بالطرق التقريبية لعناصر المبانى العالية . فقد تم تخصيص هذا الفصل للتذكير بشكل موجز بإحدى هذه الطرق . وقد تم اختيار طريقة (توزيع العزم Momement Distribution) من أجل ذلك .

٨-١ مقدمة

وتسمى هذه الطريقة باسم موجدتها هاردى كروس (Hardy Cross) الذى نشرها عام ١٩٣٢ وهى طريقة حسابية تعتمد على التقريب المتتالى Successive Approximation لحل المنشآت الغير محددة استاتيكية ويمكن تصنيفها أيضاً كطريقة عددية Numerical Method لحل معادلات المسيل والسهم (Slope Deflection) .

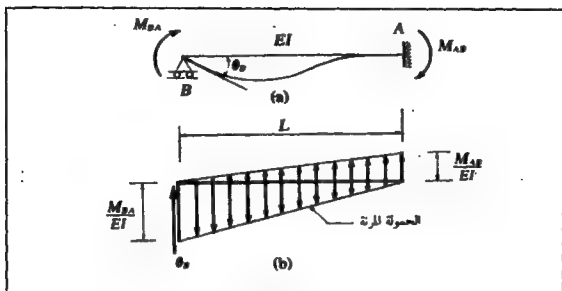
يمكن تطبيق هذه الطريقة لحل كافة أنواع المنشآت الصلبة الواقعة تحت تأثير الأحمال الخارجية أو هبوط الركائز أو تغيير درجة الحرارة . أما بالنسبة للشبكيات فتطبقها محدود .

٨-٢ معامل الصلابة ومعامل النقل :

Stiffnes Factor (SF) and Carry Over Factor (COF):

يُعرف معامل الصلابة بشكل عام على أنه القوة اللازمة لإحداث وحدة انتقال . وهنا سوف نعرفه بشكل خاص بالإشارة إلى كمرة AB مثبتة فى إحدى نهايتيها A كما فى الشكل (٨ - ١) فنقول :

إن معامل الصلابة للكمرة AB فى نهايتها B هو العزم M_{BA} الواجب تطبيقه على تلك النهاية لكى يدور بمماسها بمقدار وحدة زاوية . ونرمز له بـ $BA (SF)$.



شكل (٨ - ١)

ويعتبر معامل الصلابة بهذا المعنى مقياساً لمقاومة عضو ما لدوران المحاس في نهايته عندما تتعرض تلك النهاية لعزم خارجي .

لتكن EI ثابتة ولتوجد قيمة معامل الصلابة للنهاية B من الكمرة المبينة بالشكل (٨ - ١) (أ) إن الكمرة البديلة لها هي المبينة في الشكل (٨ - ١) (ب). نأخذ العزوم حول النقطة B من الكمرة البديلة فتحصل على :

$$\frac{M_{BA}}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{M_{AB}}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

$$M_{AB} = \frac{M_{BA}}{2} \dots\dots\dots (8-1) \quad \text{ومنه:}$$

نكتب معادلة اتزان الكمرة البديلة بالاتجاه الرأسى فينتج :

$$\frac{M_{BA}}{EI} \cdot \frac{L}{2} = \theta_B + \frac{M_{AB}}{EI} \cdot \frac{L}{2}$$

ولكن : $M_{AB} = M_{BA}/2$ فتصبح :

$$M_{BA} = \frac{4EI}{L} \theta_B$$

وعندما تكون θ_B مساوية للوحدة يصبح M_{BA} مساوياً لمعامل الصلابة بالتعريف :

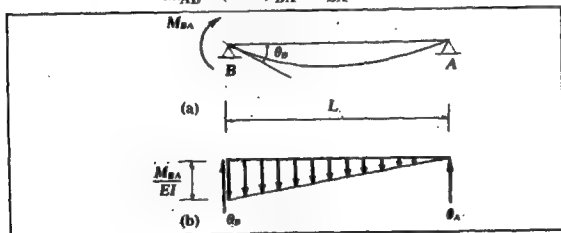
$$M_{BA} = \frac{4EI}{L} = (SF)_{BA} \dots\dots\dots (8-2)$$

إن العلاقة (8-1) تنص على أن تطبيق العزم M_{BA} فى النهاية المفصلية B ينتج عنه توليد العزم M_{AB} فى النهاية المثبتة A . وأن هنالك نسبة ثابتة بين العزم المتولد A فى الركيزة والعزم المطبق فى المفصل B وتسمى هذه النسبة بمعامل النقل من B إلى A $(COF)_{BA}$ Carry Over Factor وهى تساوى 0.5 عندما تكون EI ثابتة أى :

$$(COF)_{BA} = \frac{M_{AB}}{M_{BA}} = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (8-3)$$

وبعبارة أخرى فإن نصف العزم المطبق فى B قد انتقل إلى الركيزة A فنسمى M_{AB} بالعزم المنقول من B إلى A "Carry Over Moment" ونكتب العلاقة (8-3) كما يلى :

$$M_{AB} = (COF)_{BA} \cdot M_{BA} \dots\dots\dots (8-4)$$



شكل (٨-٢)

لنعتبر الآن العضو AB المفصل في نهايتيه والمبين بالشكل ¹ (٨ - ٢)
 (أ) تطبق العزم M_{BA} على نهايته B فتنتج الكمرة البديلة المبينة فى الشكل
¹ (٨ - ٢) (ب) نأخذ العزوم حول النقطة A من الكمرة البديلة :

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{M_{BA}}{EI} \cdot L \cdot \frac{2}{3} L - \theta_B L = 0$$

ومنه :

$$M_{BA} = \frac{3EI}{L} \theta_B$$

وعندما تكون θ_B مساوية للوحدة يصبح العزم M_{BA} مساوياً لما يسمى
 بمعامل الصلابة المعدل فى النهاية B من العضو AB المفصلى الطرفين :

$$M_{BA} = \frac{3EI}{L} = (SF)M_{BA} \dots\dots\dots (8-5)$$

وهو يساوى ثلاثة أرباع معامل الصلابة عندما يكون أحد الطرفين مثبتاً

أى :

$$(SF)M = \frac{3}{4} = (SF)$$

وفى الشكل ¹ (٨ - ٢) (أ) يبقى العزم فى A صفراً بحكم المفصل وهكذا

فان معامل النقل يساوى الصفر فى هذه الحالة ..

ولتسهيل الحسابات يمكن استعمال معامل الصلابة النسبى
 Relative Stiffness وهو يساوى معامل الصلابة مقسوماً على عامل مشترك
 فمثلاً لإطار مكون من أعضاء ثابتة المقطع يكون معامل الصلابة النسبى لكل
 عضو مثبت الطرف EI/L وللعضو المفصلى $3EI/4L$.

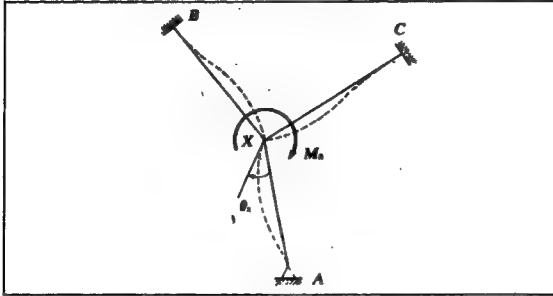
٨ - ٣ معامل التوزيع : Distribution Factor (DF)

ليكن الإطار المبين فى الشكل (٨ - ٣) والمؤلف من ثلاثة أعضاء ثابتة

المقطع وملتقبة فى العقدة X. نطبق العزم M_0 على العقدة X فتدور العقدة بزاوية

مقدارها θ_x وتكون معادلة اتزان العزوم لهذه العقدة :

$$M_{XA} + M_{XB} + M_{XC} + M_0 = 0 \quad \text{..... (8-6)}$$



شكل (٨-٣)

وبتعويض العلاقة (8-2) فى معادلات الميل والسهم نكتب قيم العزوم فى النهاية X من الأعضاء الثلاثة :

$$\left. \begin{aligned} M_{XA} &= (SF)_{XA} \left[\frac{3}{4} \theta_x \right] \\ M_{XB} &= (SF)_{XB} [\theta_x] \\ M_{XC} &= (SF)_{XC} [\theta_x] \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (8-7)}$$

نعوض قيم العزوم هذه فى العلاقة (8-6) فينتج :

$$(SF)_{XA} \left(\frac{3}{4} \theta_x \right) + (SF)_{XB} (\theta_x) + (SF)_{XC} (\theta_x) = -M_0$$

ومنه :

$$\theta_x = - \frac{M_0}{\frac{3}{4} (SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}}$$

نعرض قيمة θ_x هذه فى المعادلات (8-7) فنحصل على قيم العزوم :

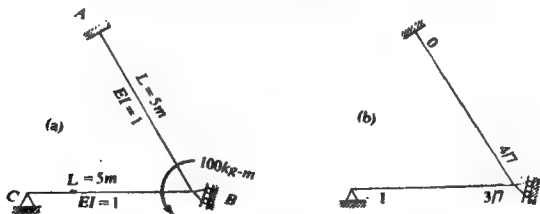
$$\left. \begin{aligned} M_{XA} &= -\frac{M_0}{3/4 (SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}} & M_0 &= -\frac{3/4 (SF)_{XA}}{\sum (SF)_X} M_0 \\ M_{XB} &= -\frac{M_0}{3/4 (SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}} & M_0 &= -\frac{3/4 (SF)_{XA}}{\sum (SF)_X} M_0 \\ M_{XC} &= -\frac{M_0}{3/4 (SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}} & M_0 &= -\frac{3/4 (SF)_{XA}}{\sum (SF)_X} M_0 \end{aligned} \right\} (8-8)$$

إن النسب المذكورة فى العلاقات (8-8) أعلاه هى نسبة معامل الصلابة فى النهاية X لأحد الأعضاء على مجموعة معاملات الصلابة لنهاية X لجميع الأعضاء الملتقية فى X وهذه النسبة تسمى بمعامل التوزيع (DF) Distribution Factor .

فمثلاً معامل التوزيع لنهاية X من العضو XA هو :

$$(DF)_{XA} = \frac{3/4 (SF)_{XA}}{3/4 (SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}} = \frac{3/4 (SF)_{XA}}{\sum (SF)_X} \quad \dots (8-9)$$

وهو يمثل مساهمة العضو فى مقاومة العزم الخارجى المؤثر على العقدة .



شكل (٨-٤)

ولمزيد من الايضاح نأخذ مثال الإطار المبين فى الشكل (٨ - ٤) (أ) فنرى أن :

$$(DF)_{BA} = \frac{(SF)_{BA}}{(SF)_{BA} + 3/4 (SF)_{BC} + (SF)_{BC}} = \frac{(4/5)}{(4/5) + 3/4 (4/5)} = \frac{4}{7}$$

$$(DF)_{BC} = \frac{3/4 (SF)_{BC}}{(SF)_{BA} + 3/4 (SF)_{BC} + (SF)_{BC}} = \frac{3/4 (4/5)}{(4/5) + 3/4 (4/5)} = \frac{3}{7}$$

ونلاحظ أن مجموع معاملات التوزيع للنهائيات الملتقية فى B يساوى الواحد وهذه الظاهرة صحيحة دائماً وتعتبر جزء من تعريف معامل التوزيع .

وهكذا فإن العضو AB يساهم فى مقاومة العزم الخارجى بمقدار :

$$M_{BA} = (4/7) 100 = 400 / 7 \text{ kg.m}$$

كما يساهم العضو BC بمقدار :

$$M_{BC} = (3/7) 100 = 300 / 7 \text{ kg.m}$$

أما العزم المنقول إلى النهاية A فهو :

$$M_{AB} = (COF)_{BA} M_{BA} = \frac{1}{2} \times \frac{400}{7} = \frac{200}{7} \text{ kg.m}$$

وبالطبع يبقى العزم فى النهاية C صفراً بحكم المفصل .

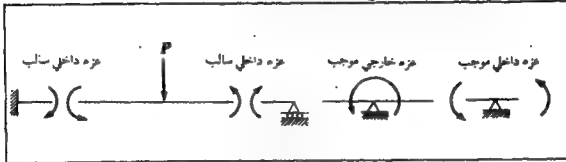
لنطبق عزمًا خارجيًا M_C على النهاية C من العضو BC فنرى أن تلك النهاية يجب أن تقاوم كامل العزم M_C فيكون معامل التوزيع فى النهاية المفصلية C مساوياً للواحد .. وإذا طبقنا عزمًا خارجيًا مقداره M_A على النهاية A من العضو AB نرى أن هذا العضو لا يتأثر بذلك العزم مطلقاً فيكون معامل التوزيع فى النهاية المثبتة A مساوياً للصفر .

وقد كتبت عوامل التوزيع فى نهايات الأعضاء بالشكل (٨ - ٤)

.(ب)

٨-٤ اصطلاح الإشارة :

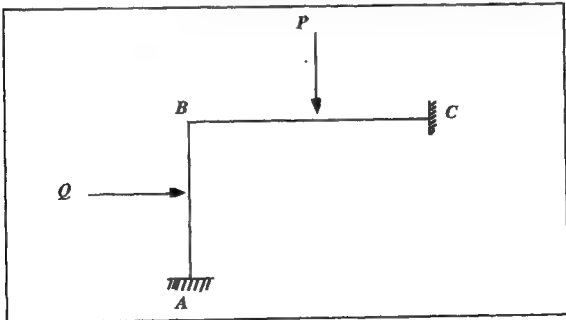
سوف نستخدم اصطلاح الإشارة المبين في الشكل (٨-٥).



شكل (٨-٥)

فيكون العزم موجباً عندما يؤثر باتجاه عقارب الساعة على نهاية العضو (عكس عقارب الساعة على العقدة) وسالباً عندما يؤثر باتجاه معاكس لعقارب الساعة على نهاية العضو (باتجاه عقارب الساعة على العقدة).

وفي الشكل (٨-٦) نرى أن عزمي تثبيت النهاية M_{AB}^F و M_{BC}^F سالبان كما أن عزمي تثبيت النهاية M_{BA}^F و M_{CB}^F موجبان.



شكل (٨-٦)

٨-٥ عزوم تثبيت النهاية :

عزم تثبيت النهاية هو ذلك العزم المطبق في نهاية العضو بمقدار كافٍ لمنع تماس تلك النهاية من الدوران وذلك عندما يتعرض العضو لأحمال خارجية عرضية أو لحركة نسبية عرضية بين النهايتين . ويتولد هذا العزم بشكل طبيعي عندما تكون النهاية ذات ركيزه مثبتة وفي الجدول المبين بالشكل (٨ - ٩) أدرجنا قيم عزوم تثبيت النهاية الناتجة عن بعض الأحمال الشائعة ويمكن استخدام مبدأ التجميع لحساب عزوم تثبيت النهاية التي تنتج عن خليط من هذه الأحمال .

٨-٦ عزوم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية للنهايتين:

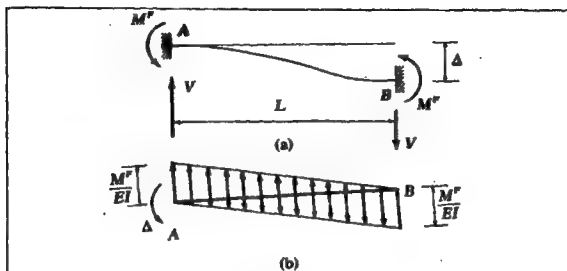
يبين الشكل ^[(٨ - ٧) (أ)] كمره مثبتة الطرفين AB وقد تعرضت إحدى نهايتها لحركة نسبية عرضية مقدارها Δ بالنسبة للنهاية الأخرى وبسبب التناظر يتولد عزوما تثبيت النهاية متساويان في النهايتين A و B . إن الشكل ^[(٨ - ٧) (ب)] يبين الكمره البديلة مع حملتها المرنة نأخذ العزوم حول النقطة A منها فينتج :

$$\Delta = \frac{M^F}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{3} = - \frac{M^F}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

ومنه نستخرج عزوم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية Δ :

$$M^F = - \frac{6EI}{L^2} \Delta \quad \dots\dots (8-10)$$

أما إذا كانت الكمره مثبتة في إحدى نهايتها ومفصلة في الأخرى كما في الشكل ^[(٨ - ٨) (أ)] فإن الكمره البديلة لها تكون كالمبينة في الشكل



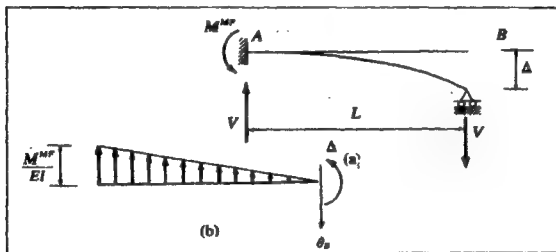
شكل (٨-٧)

١ (٨-٨) (ب) [ونرى أنه لكي تتزن هذه الكمرة البديلة يجب أن يكون :

$$\Delta = \frac{M^F}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

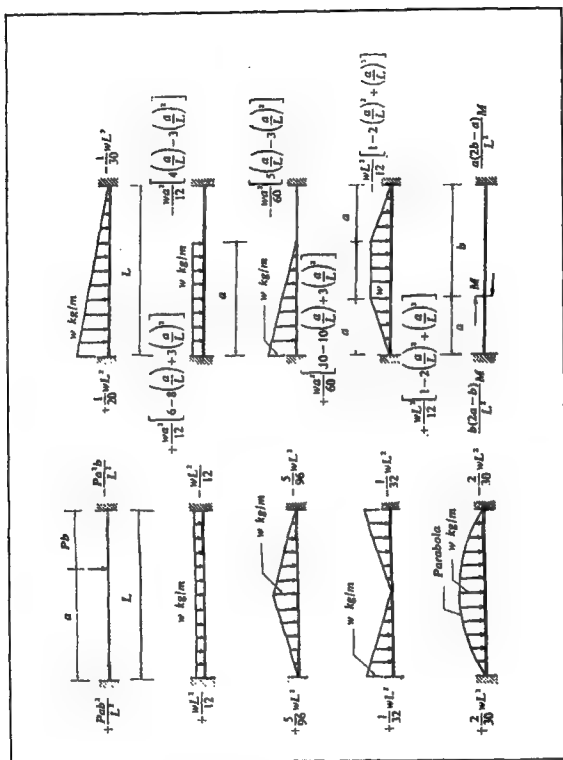
ومنه نستخرج عزم تثبيت النهاية المعدل الناتج عن الحركة النسبية :

$$M^F = - \frac{3EI}{L^2} \Delta \dots\dots(8-11)$$



شكل (٨-٨)

حيث أضفنا الإشارة السالبة بموجب اصطلاح الإشارة في الفقرة (٨-٤) .



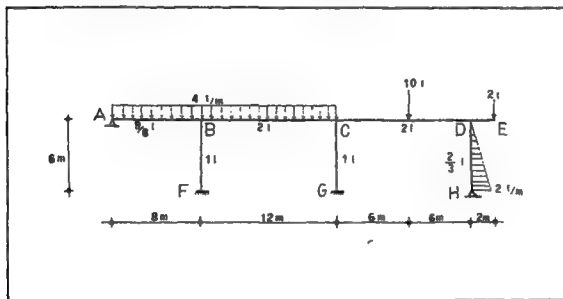
شكل (٨-٩) عزوم تثبيت النهايات للكمرات بتأثير الحالات المختلفة للتحميل

*** ملاحظة :**

فى الحالات التى لاتوجد فيها انزياحات جانبية فى المنشآت المدروسة ، يمكن الاستغناء فى جدول توزيع العزوم عن حقول العناصر الموثوقة الأطراف ، والتى لاتحمل قوى خارجية ، لأن قيم العزوم فيها تكون معروفة ، ومساوية إلى نصف العزم فى الطرف الآخر .

*** مثال :**

مطلوب حل الإطار المبين فى الشكل (٨ - ١٠) بطريقة توزيع العزوم .



الشكل (٨ - ١٠)

الحل :

لايخضع هذا الإطار الى انزياح جانبى ، وعزم القصور ثابت فى كافة العناصر ، أى ليس هناك تغيير فى المقاطع على كامل أطوالها .

١ - نوجد عزوم تثبيت النهايات :

$$M_{BA} = - \frac{4 \times 8^2}{8} = - 32 \text{ m.ton}$$

$$M_{BC} = + \frac{4 \times 12^2}{8} = + 48 \text{ m.ton}$$

$$M_{CB} = - M_{BC} = - 48 \text{ m.ton}$$

$$M_{CD} = \frac{10 \times 12}{8} = + 15 \text{ m.ton}$$

$$M_{DE} = 2 \times 2 + 2 \frac{2^2}{2} = 8 \text{ m.ton}$$

$$M_{DH} = \frac{2 \times 6^2}{30} + \frac{1}{2} \frac{2 \times 6^2}{20} = 4.2 \text{ m.ton}$$

٢ - الصلابة النسبية ومعاملات التوزيع :

- العقدة (B) :

$$K_{BA} = \frac{3}{4} \frac{I}{L} = 0.75 \frac{8/9}{8} = \frac{1}{2}$$

$$K_{BC} = \frac{2}{12} = \frac{1}{6}$$

$$K_{BF} = \frac{2}{12} = \frac{1}{6}$$

$$\alpha_B = K_{BA} : K_{BD} : K_{Bc} = \frac{1}{12} : \frac{2}{12} : \frac{2}{12}$$

$$\alpha_B = 0.2 : 0.4 : 0.4$$

- العقدة (C) :

$$\alpha_C = 0.333 : 0.333 : 0.333 \quad \text{بنفس الطريقة لعقدة (D) :}$$

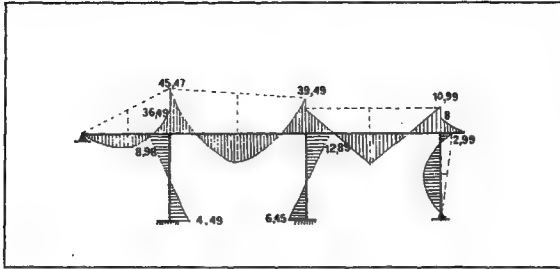
$$\alpha_D = 0.667 : 0.333 \quad \text{- العقدة (D) :}$$

٣ - جميع معاملات النقل تساوى (0.5) لأن عزم القصور ثابت على طول الضلع.

٤ - جدول توزيع العزوم .

D			C			B			العقدة
DE	DH	DC	CD	CG	CB	BC	BF	BA	العنصر
0.0	0.333	0.667	0.333	0.333	0.333	0.4	0.4	0.2	معاملات التوزيع D.F
+ 8	+ 4.2	- 15	+ 15	0	- 48	+ 48	0	- 32	عزوم تثبيت النهايات (M ^F) F.E.M
-	-	+ 5.5	+ 11	+ 11	+ 11	+ 5.5	-	-	توزيع العزوم دورة (1) للعقدة C
-	- 0.9	- 1.8	- 0.9	-	- 4.3	- 8.6	- 8.6	- 4.3	دورة (2) للعقد D, B
-	-	+ 0.866	+ 1.733	+ 1.733	+ 1.733	+ 0.866	-	-	دورة (3) للعقدة C
-	- 0.289	- 0.577	- 0.289	-	- 0.173	- 0.346	- 0.346	- 0.173	دورة (4) للعقد D, B
-	-	+ 0.077	+ 0.154	+ 0.154	+ 0.154	+ 0.077	-	-	دورة (5) للعقدة C
-	- 0.026	- 0.051	-	-	-	+ 0.031	+ 0.031	- 0.015	دورة (6) للعقد D, B
+ 8.0	+ 2.99	- 10.99	+ 26.69	+ 12.89	- 39.59	+ 45.47	- 8.98	- 36.49	العزوم النهائية FM

وتكون العزوم النهائية كما في الشكل التالي :



الشكل (٨ - ١١)

* التناظر والتناظر العكسي في توزيع العزوم :

إن التناظر على نوعين فيما أن يكون في شكل المنشأ ، أو في الأحمال المطبقة . وتناظر المنشأ يجب أن يحقق الشروط التالية :

١ - تناظر أبعاد المنشأ (الشكل الهندسي).

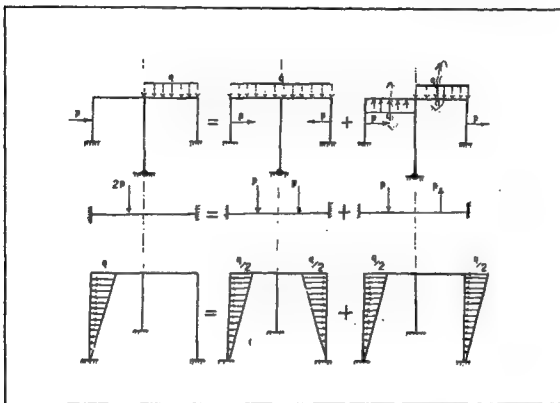
٢ - تناظر عزم القصور (القطاعات).

٣ - تناظر حالات الارتكاز.

فلو حقق المنشأ الشروط السابقة ، نستطيع حينئذ تقسيم الأحمال المطبقة في الحالة العامة ، ومهما كان شكلها إلى قسمين . أي إلى حالتى تحميل . الأولى متناظرة ، والثانية متناظرة عكسياً ، وذلك حول محور التناظر . كما في الشكل (٨ - ١٢) .

ولإيجاد العزوم النهائية في منشأ خاضع لحالتى تحميل متناظرة ومتناظرة عكسياً ، نلاحظ أن العزوم النهائية في نصف المنشأ الذى تجرى عليه عمليات توزيع العزوم في الحالتين ، تنتج ببساطة من جمع الحالتين إلى بعضهما ، أما العزوم النهائية للنصف الآخر التى لم تجر عليه خطوات التوزيع ، فنتج من تغيير

إشارات العزوم فى النصف الأول . وبذلك تُبسّط طريقة الحل بالاستفادة من هذه الخواص للمنشآت .



الشكل (٨-١٢)

أولاً - التناظر :

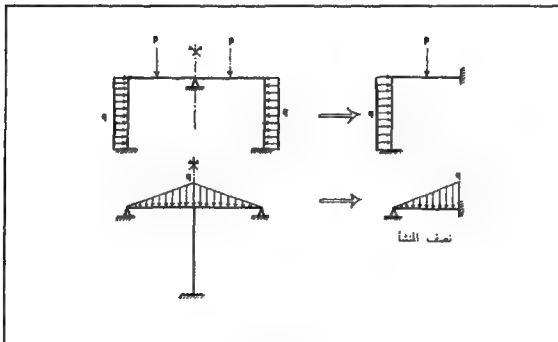
يمكن فى الحالات التى تكون فيها الأحمال متناظرة ، تقسيمها أيضاً الى قسمين ، بحيث يكون تأثير التناظر العكسى فيها معدوماً .

- فى الحالة العامة نلاحظ حالتى تحميل فى هذه المنشآت :

الحالة الأولى : إذا كان محور التناظر يمر من عقدة :

يمكن فى هذه الحالة تحميل نصف المنشأ ، واعتبار العقدة التى يمر فيها محور التناظر نقطة تثبيت ، وذلك لأن الانتقال الأفقى فيها مساو للصفر بسبب طبيعة الارتكاز والانتقال الرأسى كذلك بسبب تناظر الشكل . وكذلك الدوران معدوم لأن

الأحمال متناظرة . وبالتالي فالركيزة تعمل كنقطة تثبيت - كما فى الشكل (٨ - ١٣) .



الشكل (٨ - ١٣)

الحالة الثانية : إذا كان محور التناظر يمر من منتصف أحد العناصر :

فى هذه الحالة يمكن حل نصف المنشأ ، ولكن مع استعمال صلابة مخفضة للعناصر التى يمر محور التناظر من منتصفاتها . تدعى بالصلابة التناظرية . وتأخذ هذه الصلابة المخفضة بعين الاعتبار عزوم الثقل من الطرف الآخر .

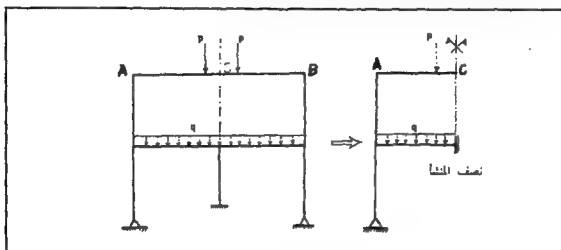
تعطى الصلابة التناظرية لعنصر (I) ، مبيناً فى الشكل (٨ - ١٤) .

$$K_{BA} = C_{BA} \text{ حيث } K_{\Delta i} = K_{AB} (1 - C_{BA}) < k_i$$

وتعرف إذن الصلابة التناظرية بأنها الصلابة المخفضة الواجب استعمالها للعنصر الذى يمر محور التناظر من منتصفه ، حين حل المنشأ المتناظر شكلاً وتحميلاً بطريقة توزيع العزوم . وفى حال ثبات عزم القصور يكون

$$C_i = \frac{1}{2} \text{ حيث}$$

ملاحظة : في حل مثل هذه العناصر تحسب عزوم تثبيت النهايات باعتبار الطول (AB) وليس (AC) كما في الشكل التالي :

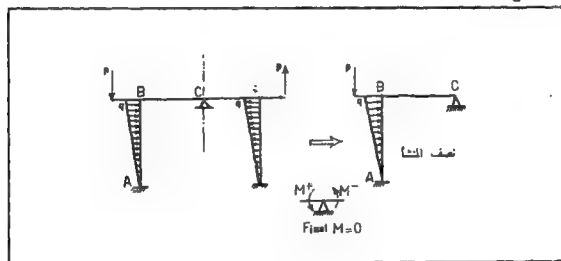


الشكل (٨-١٤)

ثانياً : التناظر العكسي :

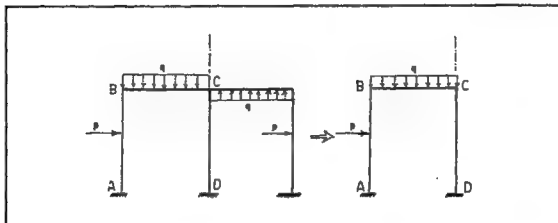
الحالة الأولى : محور التناظر يمر من عقدة :

تعتبر العقدة في هذه الحالة بمثابة مفصل ، ويجرى حل نصف المنشأ كما في الشكل (٨-١٥) .



الشكل (٨-١٥)

الحالة الثانية : محور التناظر يمر من ضلع رأسى :
 يتم حل نصف المنشأ مع اعتبار أن صلابة الضلع الرأسى تساوى صلابته الأساسية .

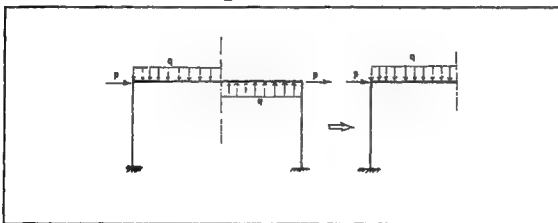


الشكل (٨-١٦)

الحالة الثالثة : محور التناظر يمر من منتصف أحد العناصر :
 يجرى حل نصف المنشأ ، مع اعتبار أن العناصر التى يمر فيها محور التناظر ذات صلابة مرتفعة تسمى بالصلابة التناظرية العكسية .

$$K_{\Delta i} = K(1 + C)$$

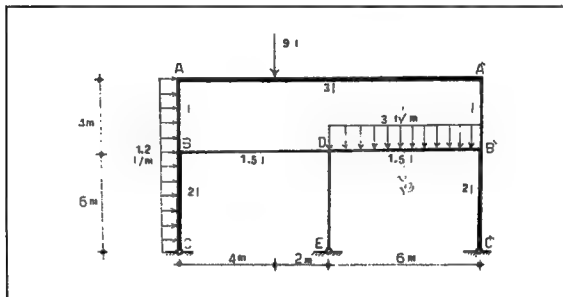
$$K_{\Delta i} = \frac{1}{2} K \quad \text{وفى حالة ثبات عزم القصور يكون :}$$



الشكل (٨-١٧)

*** ملاحظة :** إذا طبقت قوى مركزة عند العقد ، فعزوم تثبيت النهاية عندئذ تكون معدومة . وبالتالي فتأثير هذه القوى يدخل فقط في حسابات القص ، واتزان القوى للاثرياح الجانبي في حال وجوده .

مثال : مطلوب حل المنشأ الموضح في الشكل (٨ - ١٧) بالتناظر والتناظر العكسي .



الشكل (٨-١١)

الحل :

نظراً لعدم خضوع الإطار لاثرياح جانبي نجزئ الحل إلى قسمين :

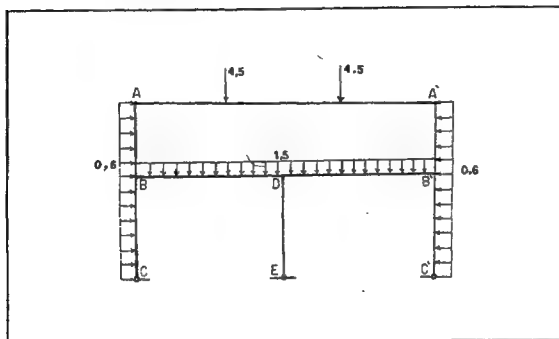
١- الحالة المتناظرة :

$$M_{AA}^F = 4.5 \left(\frac{4 \times 8^2}{12^2} + \frac{8 \times 4^2}{12^2} \right) = 12 \text{ m.ton} \quad \text{- عزوم تثبيت النهاية}$$

$$M_{AB}^F = \frac{0.6 \times 4^2}{12^2} = 0.8 \text{ m.ton}$$

$$M_{BC}^F = \frac{0.6 \times 6^2}{12^2} = 2.7 \text{ m.ton}$$

$$M_{BB} = \frac{1.5 \times 6^2}{12} = 4.5 \text{ m.ton}$$



الشكل (٨-١٩)

معاملات التوزيع لنصف المنشأ :

العقدة (B):

$$K_{BA} : K_{BC} : K_{BD} = \frac{1}{4} : 0.75 \frac{2}{6} : \frac{1.5}{6}$$

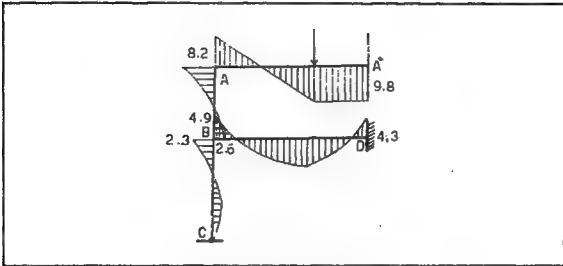
$$\alpha_B = \frac{1}{3} : \frac{1}{3} : \frac{1}{3}$$

العقدة (A):

$$(تناظرية) K_{AA} : K_{AB} = \frac{1}{3} \left(\frac{3}{12} \right) : \frac{1}{4}$$

$$\alpha_A = \frac{2}{3} : \frac{1}{3}$$

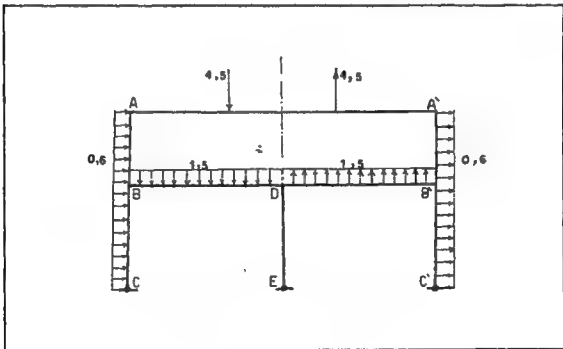
ويحل نصف المنشأ نحصل على العزوم النهائية التالية :



حل نصف المنشأ في حالة التناظر

الشكل (٨ - ٢٠)

٢ - الحالة المتناظرة عكسياً :



الشكل (٨ - ٢١)

$$M_{AA}^F = 4.5 \left(\frac{4 \times 8^2}{12^2} + \frac{8 \times 4^2}{12^2} \right) = 4 \text{ m.ton} \quad \text{عزوم تثبيت النهاية :}$$

$$M_{AB}^F = 0.8 \text{ m.ton}$$

$$M_{BC}^F = 2.7 \text{ m.ton}$$

$$M_{BD}^F = - 4.5 \text{ m.ton}$$

$$M_{DB}^F = 4.5 \text{ m.ton}$$

الصلابة ومعاملات التوزيع :

العقدة (B) : كما في حالة التناظر

$$\alpha_B = \frac{1}{3} : \frac{1}{3} : \frac{1}{3}$$

العقدة (A) :

$$(K_{AA} : K_{AB} \text{ تناظرية عكسية}) = \frac{1}{3} : \left(\frac{3}{12} \right) : \frac{1}{4}$$

$$\alpha_A = 0.6 : 0.4$$

العقدة (D) :

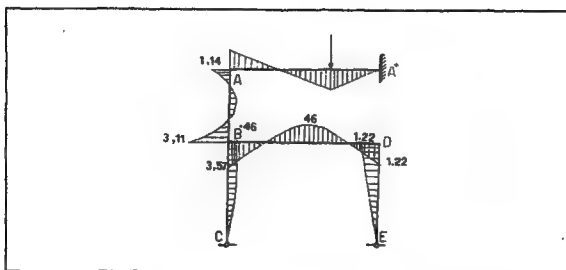
$$K_{DB} : K_{DE} = \frac{1.5}{6} : \left(\frac{3}{4} \times \frac{1}{6} \right) : \frac{1}{2}$$

تؤخذ (DE) نصف القساوة الأصلية .

$$\alpha_D = 0.8 : 0.2$$

ويحل نصف المنشأ نحصل على العزوم التالية ، مع ملاحظة أن العزم الناتج

على محور التناظر في هذه الحالة مساوٍ للصفر .



الشكل (٢٢ - ٨) حل نصف المنشأ في حالة التناظر العكسي

العزوم النهائية الإجمالية للمنشأ :

١ - بالنسبة للنصف الأيسر من المنشأ ، والذي جرى حله ، تجمع قيمتي

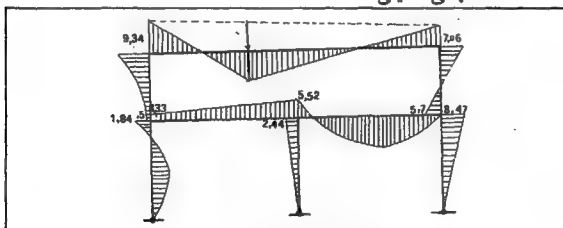
العزوم في حالتي التناظر والتناظر العكسي .

٢ - بالنسبة للنصف الأيمن الذي لم يجر حله ، تطرح قيم التناظر من قيم

التناظر العكسي .

٣ - نضرب قيم العزوم على العنصر (DE) بـ (2) . وتكون العزوم بشكلها

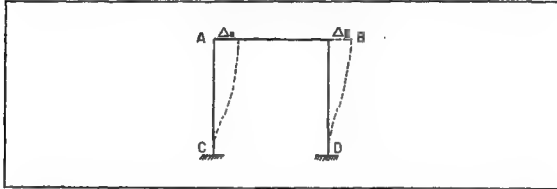
النهائي كما يلي :



الشكل (٢٣ - ٨)

٨-١-٢ تصحيح الإنزياح الجانبي للإطارات بطريقة توزيع العزوم:

إن ما يحدث غالباً في المنشآت ، أنه يحدث إنزياحات جانبية بسبب تطبيق أحمال غير متناظرة أو ارتفاع درجات الحرارة أو لأسباب أخرى ، حيث تنتقل العقد بالنسبة إلى بعضها بصورة تبقى معها أطوال الأضلاع المتصلة معها ثابتة .



الشكل (٨ - ٢٤)

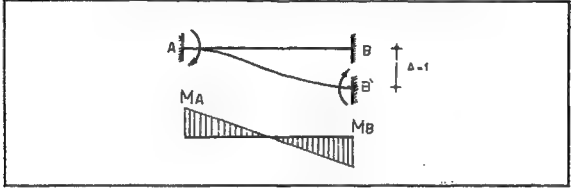
إذن فالانتقال النسبي الحاصل بالنسبة للنقاط الثابتة (C,D) الموضحة في الشكل (٨ - ٢٤) مثلاً يدعى بالانزياح الجانبي . ويجب عدم الخلط بين الانزياحات الجانبية وبين التشوهات المرنة في عناصر المنشآت ، إذ أن الانزياح الجانبي يحدث دائماً في العقد فقط . لذلك فتعريف الانتقال أو الانزياح الجانبي هو حركة عقدة أو أكثر في منشأ ما ، وذلك في مستو واحد بالنسبة إلى العقد الأخرى.

تحلل انتقالات العقد هذه إلى مركبات عمودية على العناصر الملتقية فيها ، وتسبب هذه المركبات عزوم تثبيت النهاية في تلك العناصر ، تتناسب مع صلابتها الانتقالية (K_s) .

تعرف الصلابة الانتقالية بأنها العزم المتولد عند نهاية التثبيت في كمر غير محددة استاتيكية نتيجة انتقال نسبي قدره (Δ) عمودي على محور الكمر .
ففي الشكل (٨ - ٢٥) يكون :

. $AB = MA$ عندما $\Delta = 1$ بشكل عمودى على AB .

. $BA = MB$ عندما $\Delta = 1$ بشكل عمودى على BA .



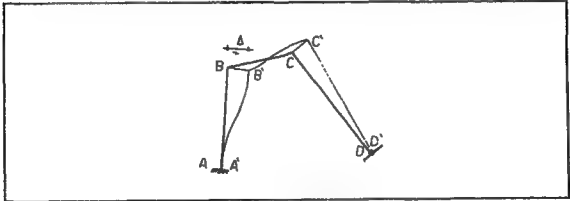
الشكل (٨ - ٢٥)

ومن أجل كمرة مثبتة الطرفين كالمبينة أعلاه تكون العزوم ، إذا كانت (I) ثابتة كمايلي :

$$M_A = - \frac{6EI}{L}$$

$$M_B = + \frac{6EI}{L} \text{ حيث } (L) \text{ طول الكمرة .}$$

إذن في الحالات التى يكون فيها الإنزياح غير عمودى على محور العنصر، يجرى تحليله إلى مركبتين إحداها باتجاه محور العنصر، وهى لاتحدث عزوم تثبيت النهايات، والأخرى عمودية عليه، وهى التى تسبب عزوم تثبيت النهايات .



الشكل (٨ - ٢٦)

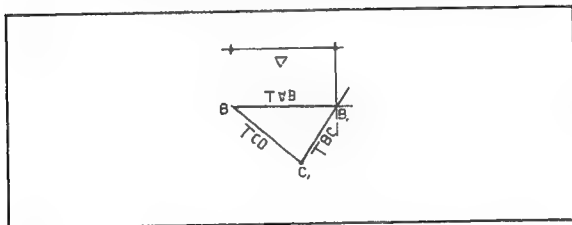
يوضح الشكل (٨ - ٢٦) الإنزياح الجانبي للإطار بسبب احمال ما .
 إن النقطة (B) ستنتقل على قوس من دائرة مركزها (A) ونصف قطرها (AB)
 ويمكن في هذه الحالة إعتبار أن (B) تنتقل أفقياً ، أما النقطة (C) ، فنجد أنها لابد
 أن تحقق الشرطين التاليين:

أ - تتحرك (C) على دائرة مركزها (D) ونصف قطرها (CD) ثابتاً .

ب - تتحرك (C) على دائرة مركزها (B) ونصف قطرها (CB) ثابتاً .

وبين ذلك الشكل (٨ - ٢٧) .

إن الضلع (CB) يمثل المركبة العمودية لانتقال (C) على الضلع (BC)
 حيث يتناسب العزم الناتج عن ذلك مع الصلابة الانتقالية لـ (BC).

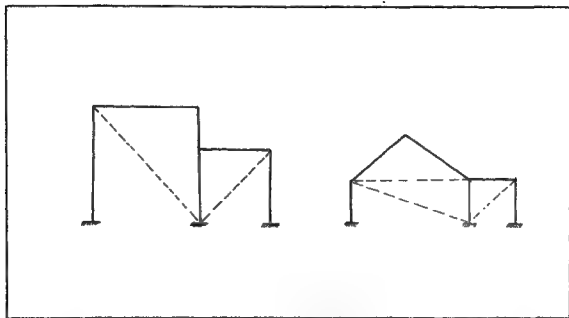


الشكل (٨ - ٢٧)

أما الضلع (BC) ، فيمثل المركبة العمودية لانتقال (C) على الضلع (CD) ،
 حيث ينشأ عن ذلك عزم يتناسب مع الصلابة الإنتقالية لهذا الضلع .

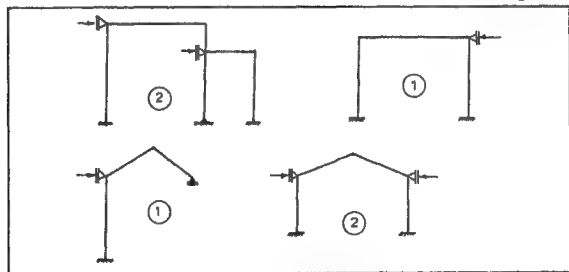
* درجات الحرية للانتقال الجانبي:

يعرف عدد درجات الحرية للإنتقال الجانبي بأنه عدد القوى أو الركائز التي
 يجب وضعها عند عقد المنشأ لمنع الانزياح الجانبي له .
 وتبين لنا الأشكال (٨ - ٢٨) عدداً من الأمثلة .



الشكل (٢٨-٨)

بشكل عام يمكن معرفة عدد درجات الحرية من نموذج المنشأ ، إذ أنه لو ثبتت عقدتان من كل ثلاث عقد تشكل مثلث ، أو من ضلعين متلاقين ، فإن العقدة الثالثة تصبح ثابتة ، وهكذا يمكن أن نعرف بشكل عام عدد درجات الحرية ، بأنه عدد العناصر التي يجب إضافتها للمنشأ لتحويله إلى هيكل شبكي كما في الشكل (٨-٢٩) .



الشكل (٢٩-٨)

$$\alpha_B = 0.243 : 0.325 : 0.216 : 0.216$$

العقدة (E) :

$$K_{EB} : K_{ED} : K_{EF} = \frac{2}{8} : \frac{1}{6} : \frac{1}{6}$$

$$\alpha_E = 0.224 : 0.286 : 0.286$$

العقدتين (D,C) :

$$K_{CB} : K_{CD} = K_{DC} : K_{DE} = \frac{1}{6} : \frac{2}{8}$$

$$\alpha_C = \alpha_D = 0.4 : 0.6$$

ونجربى عمليات توزيع العزوم مع إعتبار وجود العقدتين (G,F) في الجدول ،
فتكون العزوم النهائية كمايلي :

$M_{GB} = 1.55 \text{ m.ton}$	$M_{GB} = + 3.10 \text{ m.ton}$
$M_{BA} = - 20.51 \text{ m.ton}$	$M_{BE} = + 18.03 \text{ m.ton}$
$M_{BC} = - 0.61 \text{ m.ton}$	$M_{CB} = - 5.87 \text{ m.ton}$
$M_{CD} = + 5.87 \text{ m.ton}$	$M_{DC} = + 7.59 \text{ m.ton}$
$M_{DE} = + 7.59 \text{ m.ton}$	$M_{ED} = + 5.14 \text{ m.ton}$
$M_{EB} = - 6.95 \text{ m.ton}$	$M_{EF} = + 1.81 \text{ m.ton}$
$M_{FE} = + 0.91 \text{ m.ton}$	

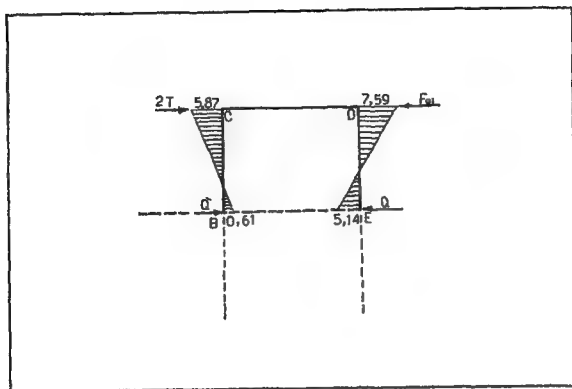
ثانيا : الحل مع إعتبار الانزياح الجانبي :

تحسب القوى (F_{01} و F_{02}) التى تمنع الإنزياح الجانبي كمايلي :

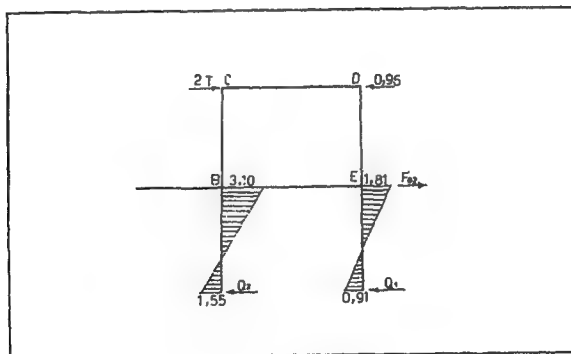
$$F_{0r} = 2 + Q' - Q$$

$$F_{01} = 2 + \frac{5.87 + 0.61}{6} - \frac{5.14 + 7.59}{6}$$

$$F_{01} = 0.96 \text{ m.ton} \leftarrow$$



الشكل (٨ - ٣١)



الشكل (٨ - ٣٢)

$$F_{02} = 0.96 \cdot 2 + Q_1 + Q_2$$

$$F_{02} = 0.96 \cdot 2 + \frac{1.81 + 0.91}{6} + \frac{3.10 + 1.55}{6}$$

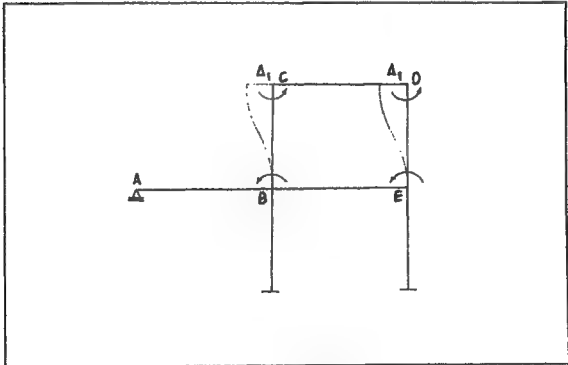
$$F_{02} = 0.91 \text{ T} \leftarrow$$

* حالة الانزياح ($\Delta 1$) :

تحسب العزوم الناتجة عن انزياح جانبي قدره $\Delta = 1$ على المستوى (CD) .
من الشكل (٨ - ٣٣) نجد أن جميع العزوم سالبة (بعكس عقارب الساعة).
وبما أن عزم القصور ثابت هنا ، فجميع العزوم متساوية (مع ملاحظة أن إتجاه الانزياح الجانبي هو إتجاه إعتباري ، نحو اليسار أو اليمين) .

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{DE} = M_{ED} = -30 \text{ m.ton}$$

ونوزع هذه العزوم في جدول توزيع العزوم مع العلم بأن معاملات التوزيع والنقل كما في الحالة الأولى (بدون إنزياح جانبي) . فنحصل على :



الشكل (٨ - ٣٣)

$$M_{GB} = + 2.26$$

$$M_{BG} = + 4.51$$

$$M_{BA} = + 5.08$$

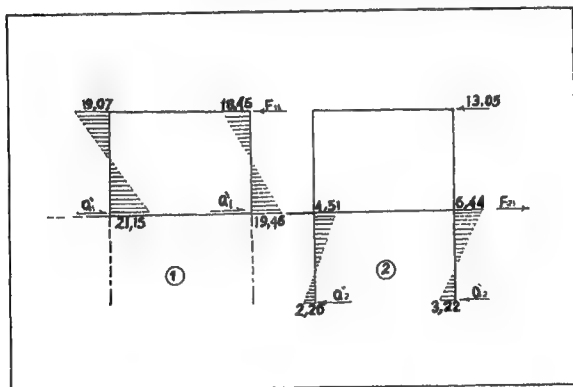
$$M_{BE} = 11.63$$

$$M_{BC} = + 21.15 \quad M_{CB} = - 19.07 \quad M_{CD} = + 19.07 \quad M_{DC} = + 18.64$$

$$M_{DE} = - 18.64 \quad M_{ED} = - 19.46 \quad M_{EB} = + 12.98 \quad M_{EF} = + 6.44$$

$$M_{FE} = + 3.22$$

بعد أن حسبنا العزوم الناتجة عن (Δ_1) في المستوى (CD)، نوجد القوى (F_{21}, F_{11}) التي تمنع الإنزياح الجانبي الناتج عن (Δ_1) ، وذلك بالطريقة نفسها التي حسبت فيها (F_{02}, F_{01}) مع إهمال القوى الخارجية .



الشكل (٨-٣٤)

$$F_{11} = Q_1 - Q_2 = \frac{18.46 + 19.46}{6} + \frac{19.07 + 21.15}{6}$$

$$F_{11} = 13.05 \text{ T} \leftarrow$$

$$F_{21} = F_{11} + Q^2 + Q^2 = 13.05 + \frac{4.51 + 2.26}{6} + \frac{6.44 + 3.22}{6}$$

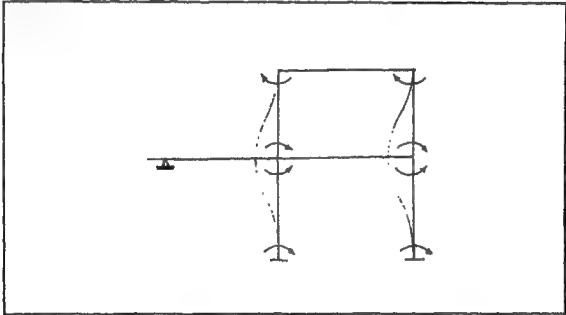
$$F_{21} = 15.79 \text{ T} \rightarrow$$

• حالة الانزياح (Δ₂) :

وذلك في المستوى (EB) .

نعتبر الانزياح نحو اليسار ، ونوجد عزوم تثبيت النهايات :

$$M_{BC}^F = M_{CB}^F = M_{CD}^F = M_{DC}^F = -M_{EF}^F = -M_{FE}^F = -M_{GB}^F = -M_{BG}^F = 30 \text{ m.tn}$$



الشكل (٨ - ٣٥)

وبالقيام بعمليات توزيع العزوم نحصل على :

$M_{GB} = -29.56$	$M_{BG} = -29.18$	$M_{BA} = 0.87$	$M_{BE} = 2.08$
$M_{BC} = +26.16$	$M_{CB} = -21.06$	$M_{CD} = -21.06$	$M_{DC} = -21.15$
$M_{FE} = +21.15$	$M_{ED} = -26.46$	$M_{EB} = 2.35$	$M_{EF} = -28.81$
$M_{FE} = -29.41$			

نحسب (F_{22}, F_{12}) اللتان تمنعان الانزياح الجانبي الناتج عن الانتقال (Δ_2) بنفس طريقة إيجاد (F_{21}, F_{11}) فنحصل على :

- من معادلات اتزان القص نحصل على (a_2, a_1) اللتان تحققان الاتزان

$$\sum F_1 = 0$$

$$F_{01} + a_1 F_{11} + a_2 F_{12} = 0$$

$$0.96 + 13.05 a_1 - 15.79 a_2 = 0 \dots\dots (I)$$

$$\sum F_2 = 0$$

$$F_{20} + a_1 F_{21} + a_2 F_{22} = 0$$

$$- 0.19 - 15.79 a_1 + 35.28 a_2 = 0 \dots\dots (II)$$

ويحل المعادلتين (II, I) حلاً مشتركاً نحصل على

$$a_1 = - 0.146$$

$$a_2 = - 0.06$$

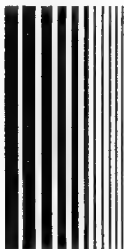
ويكون مخطط العزم النهائي :

$$M_F = M_0 + a_1 \cdot M_{\Delta 1} + a_2 M_{\Delta 2}$$



الفصل التاسع

**التحليل والتصميم الإنشائي
باستخدام الحاسب الآلي**



٩-١ مقدمة :

فى عام ١٩٦٩ قامت جامعة (M.I.T) بالولايات المتحدة الأمريكية بتقديم أول إصدار لها من برنامج ICES STRUDL - II ، على أجهزة الحاسب الألى (Main Frame) .

ومع ظهور الحاسبات الشخصية .. قامت شركات متعددة بإنتاج عديد من برامج التحليل والتصميم الإنشائى .

تنقسم برامج الحاسب الشخصى فى مجال التحليل والتصميم الإنشائى إلى نوعين رئيسين (من حيث طبيعة إدخال البيانات) :

A - Friendly user programmes .

B - Free formatted programmes .

وما يهمنا هو النوع الثانى ؛ حيث أنه الأقدر على استيعاب طبيعة وحجم المشاريع المطلوب حلها على الحاسب .

ونظراً لأهمية هذا الموضوع .. فقد أفردنا له كتاباً خاصاً ؛ حتى نتسكن من التعامل مع أشهر البرامج الموجودة فى هذا المجال .

إن البرامج المستخدمة فى مجال التحليل الإنشائى عديدة ، نذكر منها على سبيل المثال لا الحصر :

1. M. Strudl + Cast utility .
2. Sap 90 .
3. P. Frame & S. Frame .
4. PCA Frame .
5. STAAD III (ISDS) .

ونظراً لما لاقاه برنامج (STAAD III) من شهرة ؛ إذ إنه يتطور بسرعة تتوافق مع التطور السريع فى أجهزة الحاسب ؛ لذا .. فإننا سنقوم فى هذا الفصل باستعراض سريع لمثال ، تم حله باستخدام هذا البرنامج .

The 6 storey reinforced concrete building has the following data :

- One - way joist system in z - direction having the following loads:
 - Roof Dead load = $400 \text{ kg/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2$
 Live load = $200 \text{ kg/m}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$
 - Floor Dead load = $575 \text{ kg/m}^2 = 5.75 \text{ kN/m}^2$
 Live load = $400 \text{ kg/m}^2 = 4 \text{ kN/m}^2$
- Floor Beams having preliminary dimensions $b = 30 \text{ cm}$ and $h = 70 \text{ cm}$ and carry, in addition to load from joist and their own weight, wall having unit weight of $412.5 \text{ kg/m} = 4.125 \text{ kN/m}$.
- Roof Beams having preliminary dimensions $b = 30 \text{ cm}$ and $h = 50 \text{ cm}$.
- Columns of 1st and 2nd floors having preliminary dimension $b = 30 \text{ cm}$ and $h = 70 \text{ cm}$.
- Columns of 3rd and 4th floors $b = 30 \text{ cm}$ and $h = 60 \text{ cm}$.
- Columns of 5th and 6th floors $b = 30 \text{ cm}$ and $h = 50 \text{ cm}$.
- Materials Strength:
 - f_c' for Beams & Columns = $25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - f_c' for Footing = $30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$
 - f_y for main & transverse steel in Beams , Cloumns and Footings = 400 MPa

Design the internal frame in x direction for the following cases of loadings :

Load Combination 1 :

$$1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL}$$

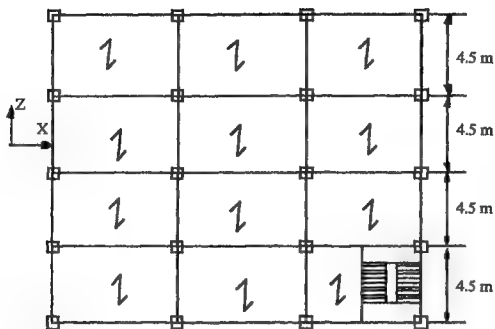
Load Combination 2 (EL from either left or right side):

$$0.75 (1.4 \text{ DL} + 1.7 \text{ LL} + 1.7 * 1.1 \text{ EL}) = 1.05 \text{ DL} + 1.28 \text{ L} + 1.40 \text{ EL}.$$

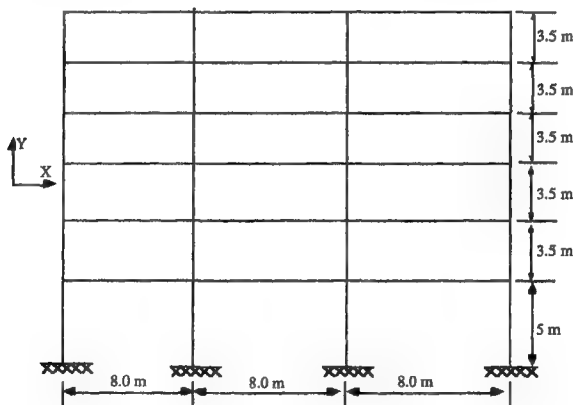
Load Combinaton (EL from either side):

$$0.9 \text{ DL} + 1.3 * 1.1 \text{ EL} = 0.9 \text{ DL} + 1.43 \text{ EL}$$

Use STAAD III to design frame (Beams , Columns and Footings).



PLAN VIEW



ELEVATION VIEW

The calculated uniformlay distributed loads on the beams are:

Roof

$$W_{DL - slab} = 4.5 \text{ m} * 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{LL} = 4.5 \text{ m} * 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Floor

$$W_{DL - Slab + wall} = 4.5 \text{ m} * 5.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 4.125 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{LL} = 4.5 \text{ m} * 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 18 \text{ kN}$$

Weight of transverse walls carried directly by columns at their joints with beams :

$$P_{DL} = 4.5 \text{ m} * 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 18 \text{ kN}$$

1991 UBC Approach

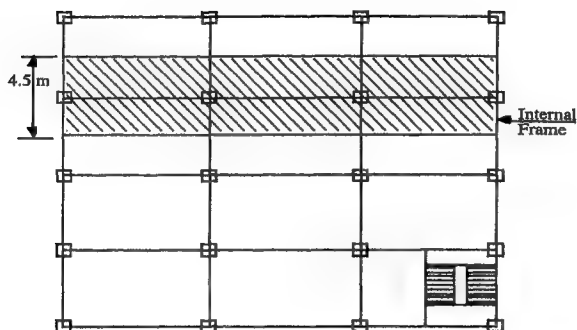
The building is located in zone No. 2B, and it is considered as a special moment resisting frame (SMRSP); and considered as an essential facility . The soil profile can be taken as S_3 .

Zone No. 2B $z = 0.2$ (Table 23-I)

Concerete special moment resisting frame $R_w = 12$ (Table 23 - O)

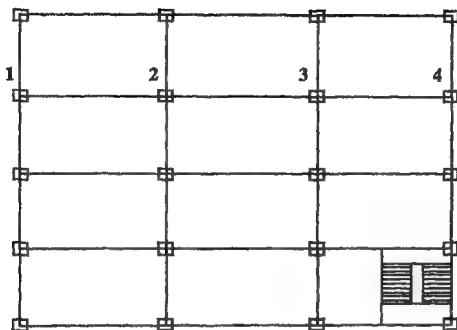
Essential facility $I = 1.25$ (Tables 23 - K, 23L)

Soil Type S_3 $S = 1.5$ (Table 23-J)

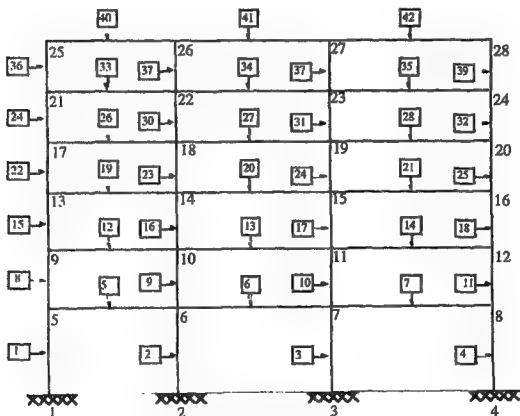


25 (0,22.5)	26 (8,22.5)	27 (16,22.5)	28 (24,22.5)
21 (0,19)	22 (8,19)	23 (16,19)	24 (24,19)
17 (0,15.5)	18 (8,15.5)	19 (16,15.5)	20 (24,15.5)
13 (0,12)	14 (8,12)	15 (16,12)	16 (24,12)
9 (0,8.5)	10 (8,8.5)	11 (16,8.5)	12 (24,8.5)
5 (0,5)	6 (8,5)	7 (16,5)	8 (24,5)
1 (0,0)	3 (8,0)	3 (16,0)	4 (24,0)

Joint Coordinates



(Plan)



Member Incidences

```

*****
*
*          S T A A D - III
*          Revision 19.0
*          Proprietary Program of
*          RESEARCH ENGINEERS, Inc.
*          Date=    AUG 28, 1994
*          Time=    23:12:31
*
*****

```

```

2. STAAD PLANE SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME
3. UNITS KNS MET
4. ***** ENTER JOINTS COORDINATES (JOINT NO.,X,Y) *****
5. JOINT COORDINATES
6. 1 0.0 0.0 ; 2 8.0 0.0 ; 3 16.0 0.0 ; 4 24.0 0.
7. 5 0.0 5.0 ; 6 8.0 5.0 ; 7 16.0 5.0 ; 8 24.0 5.0
8. 9 0.0 8.5 ; 10 8.0 8.5 ; 11 16.0 8.5 ; 12 24.0 8.5
9. 13 0.0 12.0 ; 14 8.0 12.0 ; 15 16.0 12.0 ; 16 24.0 12.0
10. 17 0.0 15.5 ; 18 8.0 15.5 ; 19 16.0 15.5 ; 20 24.0 15.5
11. 21 0.0 19.0 ; 22 8.0 19.0 ; 23 16.0 19.0 ; 24 24.0 19.0
12. 25 0.0 22.5 ; 26 8.0 22.5 ; 27 16.0 22.5 ; 28 24.0 22.5
13. **** ENTER MEMBER CONNECTIVITY (MEMB. NO. , START JNT, END JNT ) ****
14. MEMBER INCIDENCE
15. 1 1 5; 2 2 6; 3 3 7; 4 4 8
16. 5 5 6; 6 6 7; 7 7 8
17. 8 5 9; 9 6 10; 10 7 11; 11 8 12
18. 12 9 10; 13 10 11; 14 11 12
19. 15 9 13; 16 10 14; 17 11 15; 18 12 16
20. 19 13 14; 20 14 15; 21 15 16
21. 22 13 17; 23 14 18; 24 15 19; 25 16 20
22. 26 17 18; 27 18 19; 28 19 20
23. 29 17 21; 30 18 22; 31 19 23; 32 20 24
24. 33 21 22; 34 22 23; 35 23 24
25. 36 21 25; 37 22 26; 38 23 27; 39 24 28
26. 40 25 26; 41 26 27; 42 27 28
27. ***** ENTER SUPPORT CONDITIONS (JNT NO. , FIXED, PINNED, ETC) *****
28. SUPPORT
29. 1 2 3 4 FIXED
30. ***** ENTER CONSTANTS TO BE USED IN ANAL AND DESIGN *****
31. CONSTANT
32. E CONCRETE ALL
33. DEN CONCRETE ALL
34. ***** ENTER MEMBER DIMENTION (B=2D H=YD) *****
35. UNIT CM
36. MEMBERS PROPERTIES
37. 1 TO 4 PRISMATIC 2D 30. YD 70.
38. 5 TO 7 PRISMATIC 2D 30. YD 70.
39. 8 TO 11 PRISMATIC 2D 30. YD 70.
40. 12 TO 14 PRISMATIC 2D 30. YD 70.
41. 15 TO 18 PRISMATIC 2D 30. YD 60.
42. 19 TO 21 PRISMATIC 2D 30. YD 70.
43. 22 TO 25 PRISMATIC 2D 30. YD 60.

```

44. 26 TO 28 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
45. 29 TO 32 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
46. 33 TO 35 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
47. 36 TO 39 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
48. 40 TO 42 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
49. ***** DEFINE UBC LOAD 1985 OR 1991 PROCEDURE *****
50. UNIT MET
51. DEFINE UBC LOAD
52. ZONE 0.375 K 0.67 I 1.5
53. * NEED TO ACCOUNT FOR SELFWEIGHT OF MEMBERS
54. SELFWEIGHT
55. * INPUT WEIGHT OF TRANSVERSE WALLS ON COLUMN JOINTS
56. JOINT WEIGHT
57. 5 TO 24 WEIGHT 20
58. * INPUT WEIGHT FROM LONG. WALLS & SLABS CARRIED BY BEAMS
59. MEMBER WEIGHT
60. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35 UNI 30
61. 40 41 42 UNI 18
62. ***** INPUT PRIMARY LOAD CASES ; EL;DL & LL *****
63. * FIRST LOAD CASE SHOULD BE EARTHQUAKE LOAD
64. LOAD 1 (UBC EL IN X DIRECTION)
65. UBC LOAD K
66. * SECOND LOAD CASE IS DEAD LOAD
67. LOAD 2 (DEAD LOAD)
68. SELFWEIGHT Y -1
69. MEMBER LOAD
70. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35 UNI Y -30
71. 40 41 42 UNI Y -18
72. JOINT LOAD 5 TO 24 FY -18
73. * THIRD LOAD CASE IS LIVE LOAD
74. LOAD 3 (LIVE LOAD)
75. MEMBER LOAD
76. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35 UNI Y -18
77. 40 41 42 UNI Y -9
78. ***** INPUT COMBINATIONS OF THE PRIMARY LOAD CASES *****
79. * INPUT LOAD COMBINATIONS 1 (1.4*DL + 1.7*LL) AS FORTH LOAD CASE
80. LOAD COMBINATION 4 (1.4*DL + 1.7*LL)
81. 2 1.4 3 1.7
82. * INPUT LOAD COMB. TO (1.05DL+1.28LL+1.4 EL) AS FIFTH LOAD CASE
83. LOAD COMB 5 (1.05*DL+1.28*LL+1.4*EL)
84. 1 1.4 2 1.05 3 1.28
85. * INPUT SAME LOAD COMB. 2 BUT EL FROM OTHER DIRECTION AS SIXTH
86. * LOAD CASE
87. LOAD COMBINATION 6
88. 1 -1.4 2 1.05 3 1.28
89. * INPUT LOAD COMB. 3 (.9DL+1.4EL) AS SEVENTH LOAD CASE
90. LOAD COMB 7 (.9DL+1.43 EL)
91. 1 1.43 2 .9
92. * INPUT SAME LOAD COMB. 3 BUT EL FROM OTHER DIRECTION AS EIGHTH
93. * LOAD CASE
94. LOAD COMB 8
95. 1 -1.43 2 .9
96. ***** PERFORM ANALYSIS FOR ALL LOAD CASES 1 TO 8 *****
97. PERFORM ANALYSIS

P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 28/ 42/ 4
 ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 4/ 4
 TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 3, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 72
 SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 1080 DOUBLE PREC. WORDS
 REQUIRED DISK SPACE = 12.09 MB, TOTAL EXMEM = 15.04 MB

++ PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX. 23:12:33
 ++ PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX. 23:12:34
 ++ PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION. 23:12:34
 ++ CALCULATING JOINT DISPLACEMENTS. 23:12:34

 *
 * CALC/USED PERIOD FOR X UBC = 1.1765/ 1.1765 SEC *
 * C, C-ALT = 0.0615 , 0.8077, LOAD FACTOR = 1.000 *
 * UBC FACTOR V = 0.0347 X 5496.51 = 190.98 KNS *
 *

++ CALCULATING MEMBER FORCES. 23:12:36

98. *PLOT BENDING FILE
 99. *PRINT ANALYSIS RESULTS
 100. LOAD LIST 4 5 6 7 8
 101. UNITS MM KNS
 102. START CONCRETE DESIGN

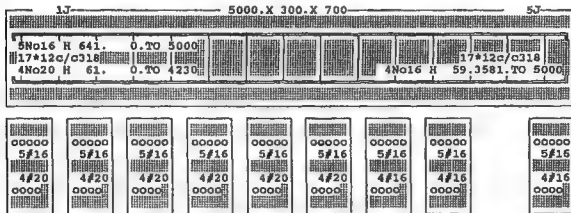
 103. FYMAIN 0.415
 104. FYSEC 0.415
 105. FC 0.025
 106. DESIGN BEAM 1 TO 42

LEN - 5000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	61.	4 - 20MM	0.	4230.	YES	NO
2	59.	4 - 16MM	3581.	5000.	NO	YES
3	641.	5 - 16MM	0.	8000.	YES	YES

AT START SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM



LEN - 5000. MM FY - 415. PC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES

SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

-- PAGE NO. 5

2 641. 5 - 16MM 0. 5000. YES YES

BEAM NO. 2 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 75.52$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM
 AT END SUPPORT - $V_u = 75.52$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM

2J		5000.X 300.X 700										6J	
5No16 H 641.	0.TO 5000												
17*12C/c318												17*12C/c318	
5No16 H 59.	0.TO 5000												

00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000
5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16
5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16	5#16
00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000	00000

BEAM NO. 3 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 5000. MM PY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES
2	641.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES

BEAM NO. 3 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 75.52$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM
 AT END SUPPORT - $V_u = 75.52$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM

3J			5000.X 300.X 700										7J																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
5No16 H 641.			0.TO 5000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						</

00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000	00000 5#16 00000
------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

1

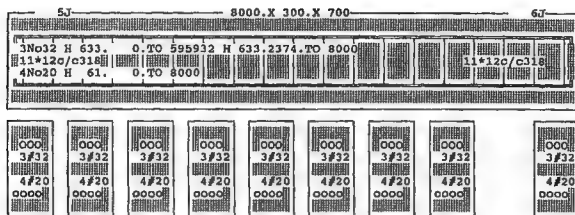
BEAM NO. 4 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 5000. MM PY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES YES
2	639.	4 - 20MM	0.	4619.	YES NO
3	641.	4 - 16MM	3335.	5000.	NO YES

BEAM NO. 4 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM



Don't use this as the only way to see the design. It is only a guide. You must use your own judgment and the design code to see if the design is correct. All the numbers are approximate. The numbers are only for reference.

BEAM NO. 6 DESIGN RESULTS - FLEXURE

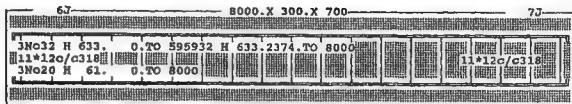
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 6 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



REINFORCEMENT LAYOUT FOR BEAM NO. 7

BEAM NO. 7 DESIGN RESULTS - FLEXURE

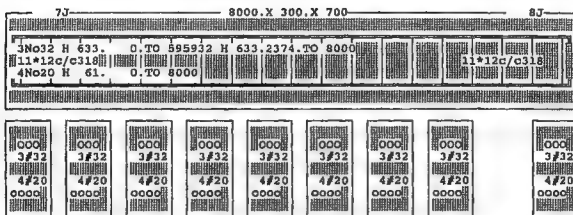
LEN = 8000. MM FY = 415. FC = 25. MPA, SIZE = 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 7 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu = 274.27 KNS Vc = 158.55 KNS Vs = 164.11 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu = 260.71 KNS Vc = 158.55 KNS Vs = 148.16 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 8 DESIGN RESULTS - FLEXURE

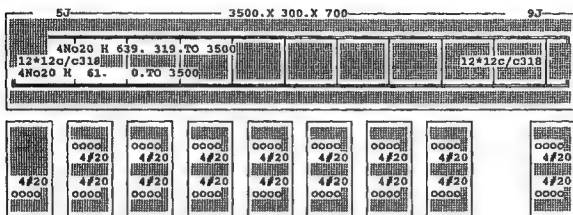
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	61.	4 - 20MM	0.	3500.	YES	YES
2	639.	4 - 20MM	319.	3500.	NO	YES

BEAM NO. 8 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 139.32$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 5.36$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 139.32$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 5.36$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM



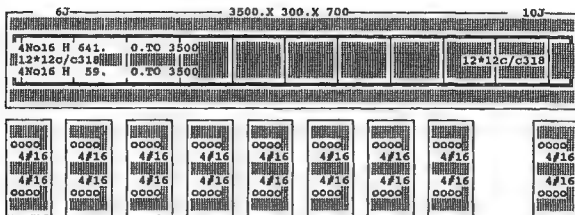
BEAM NO. 9 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	641.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

BEAM NO. 9 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 86.85 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 86.85 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM



BEAM NO. 10 DESIGN RESULTS - FLEXURE					
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. NPA, SIZE - 300. X 700. MM6					
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES YES
2	641.	4 - 16MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 10 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 86.85$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 86.85$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

7J		3500.X 300.X 700		11J
4No16 H 641.	0.TO 3500			
12*12c/c318				12*12c/c318
4No16 H 59.	0.TO 3500			

Figure 1 consists of nine square diagrams arranged horizontally, each containing a 4x4 grid of smaller squares. The top row of each grid contains the number '4' in the first two columns and '16' in the last two columns. The bottom row contains '0000'. The middle two rows show a pattern of '0' and '1' cells. The sequence shows a wave of '1' cells moving from left to right across the grid.

BEAM NO. 21 DESIGN RESULTS - FLEXURE

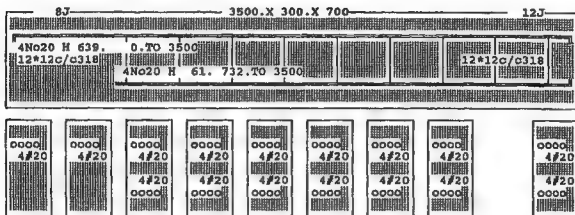
LEN - 3500. MM PY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR	
					STA	END
1	61.	4 - 20MM	732.	3500.	NO	YES
2	639.	4 - 20MM	0.	3800.	YES	YES

BEAM NO. 11 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 139.32 KNS Vc= 158.55 KNS Vb= 5.36 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - Vu= 139.32 KNS Vc= 158.55 KNS Vb= 5.36 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM



Beams and Columns are designed for seismic action. The design is based on the assumption that the structure is a rigid frame. The design is based on the assumption that the structure is a rigid frame. The design is based on the assumption that the structure is a rigid frame.

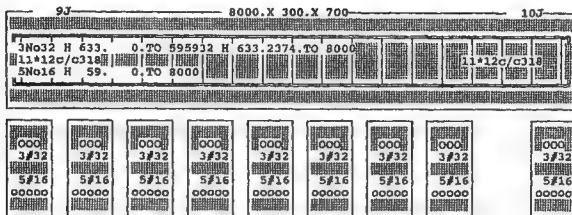
BEAM NO. 12 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	59.	5 - 16MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 12 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 266.10$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 154.50$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
 AT END SUPPORT - $V_u = 268.88$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 157.78$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 13 DESIGN RESULTS - FLEXURE

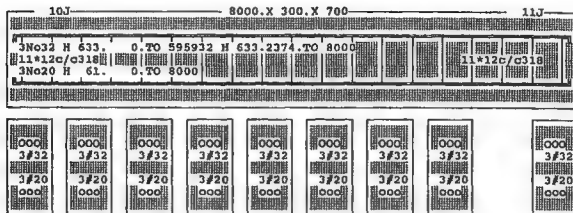
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO YES

BEAM NO. 13 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 14 DESIGN RESULTS - FLEXURE

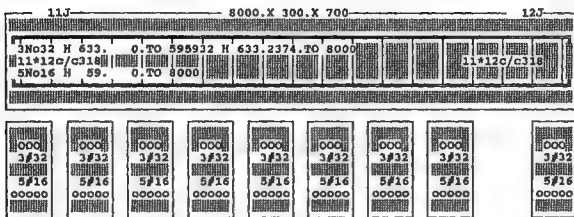
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	59.	3 - 16MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 14 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 268.88$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 157.78$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 266.10$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 154.50$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 15 DESIGN RESULTS - FLEXURE

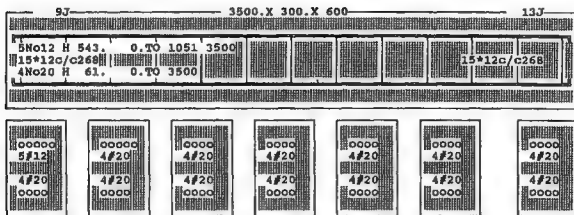
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	3500.	YES YES
2	543.	5 - 12MM	0.	1051.	YES NO
3	539.	4 - 20MM	319.	3500.	NO YES

BEAM NO. 15 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 120.07$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 7.61$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 120.07$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 7.61$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



BEAM NO. 16 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. PC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	541.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

BEAM NO. 16 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 73.37$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 73.37$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

10J	3500.X 300.X 600	14J
4No16 H 541.	0.TO 3500	
15*12c/c268		15*12c/c268
4No16 H 59.	0.TO 3500	

0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000	0000 4#16 4#16 0000
------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

BEAM NO. 17 DESIGN RESULTS - FLEXURE

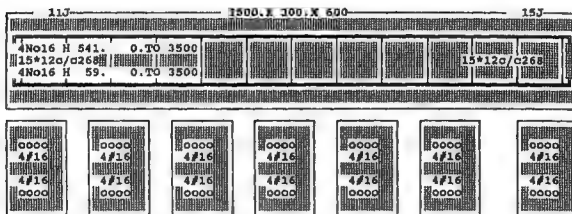
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES YES
2	541.	4 - 16MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 17 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 73.17 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - Vu= 73.17 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



BEAM NO. 18 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	57.	5 - 12MM	0.	923.	YES NO
2	61.	4 - 20MM	669.	3500.	NO YES
3	539.	4 - 20MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 18 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 120.07$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 7.61$ KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 120.07$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 7.61$ KNS

12J	3500.X 300.X 600	16J
4No20 H 539.	0.TO 3500	
15*12c/c268		
5No12 H 57.	0.TO 923. 669.TO 3500	15*12c/c268

0000 4#20 5#12 00000	0000 4#20 5#12 00000	0000 4#20 4#20 0000	0000 4#20 4#20 0000	0000 4#20 4#20 0000	0000 4#20 4#20 0000	0000 4#20 4#20 0000
-------------------------------	-------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

BEAM NO. 19 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO YES

BEAM NO. 19 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 266.70 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 155.21 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 268.28 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 157.07 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

13J		8000.X 300.X 700										14J	
3No32 H 633.	0.T0 5959											4No25 H 637.3658.T0 8000	
11*120/c318												11*120/c318	
4No20 H 61.	0.T0 8000												

0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 4#25 4#20 0000	0000 4#25 4#20 0000	0000 4#25 4#20 0000	0000 4#25 4#20 0000
------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

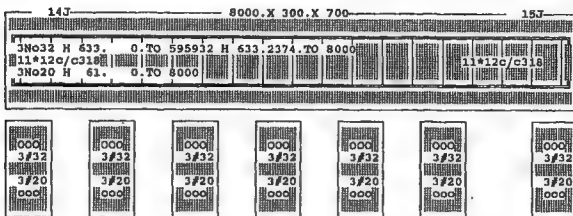
BEAM NO. 20 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO YES

BEAM NO. 20 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
 AT END SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 21 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO YES

BEAM NO. 21 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 268.28 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 157.07 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 266.70 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 155.21 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

15J	8000.X 300.X 700	16J
4No25 H 637.	0.TO 467632 H 633.2374.TO 8000	11*12c/c318
11*12c/c318		
4No20 H 61.	0.TO 8000	

0000 4#25 0000	0000 4#25 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000	0000 3#32 4#20 0000
----------------------	----------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------	------------------------------

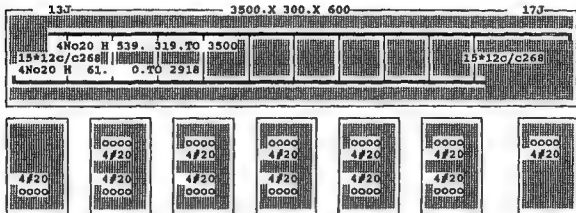
BEAM NO. 22 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZR - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	2918.	YES NO
2	539.	4 - 20MM	319.	3500.	NO YES

BEAM NO. 22 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



BEAM NO. 23 DESIGN RESULTS - FLEXURE

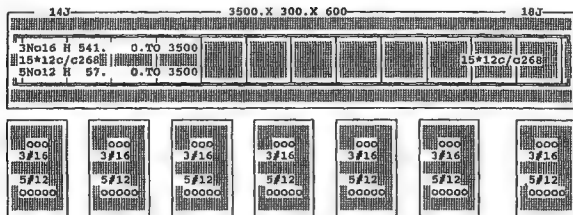
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	57.	5 - 12MM	0.	3500.	YES YES
2	541.	3 - 16MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 23 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 62.15$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 62.15$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



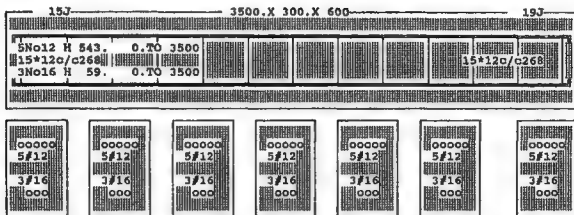
Beam No. 24 Design Results - Flexure

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	59.	3 ~ 16MM	0.	3500.	YES YES
2	543.	5 ~ 12MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 24 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 62.15$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
 AT END SUPPORT - $V_u = 62.15$ KNS $V_c = 133.64$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



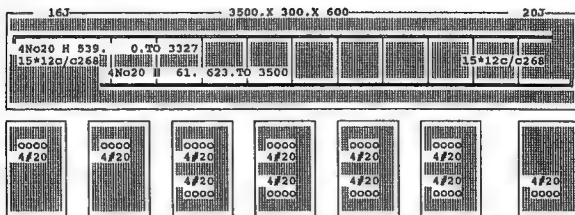
Beam No. 25 Design Results - Flexure

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	623.	3500.	NO YES
2	539.	4 - 20MM	0.	3327.	YES NO

BEAM NO. 25 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM



Noted: Reinforcement bars are provided in accordance with the design and construction details. The reinforcement bars are provided in accordance with the design and construction details.

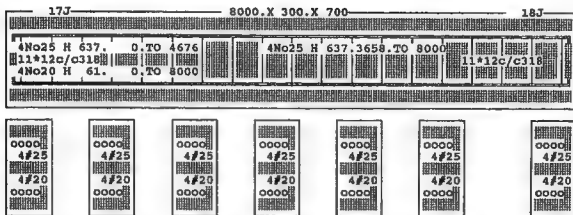
BEAM NO. 26 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. MPa, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM. (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 26 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 265.24 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 153.50 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 269.74 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 158.78 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 27 DESIGN RESULTS - FLEXURE

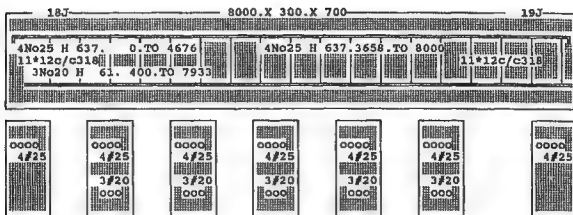
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	61.	3 - 20MM	400.	7933.	NO	NO
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 27 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 28 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	154.	8000.	NO YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO YES

BEAM NO. 28 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 269.74$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 158.78$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 265.24$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_s = 153.50$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

19J	8000.X 300.X 700	20J
4No25 H 637. 0.T0 4676	4No25 H 637.3658.T0 8000	11*12C/C318
11*12C/C318		
4No20 H 61. 154.T0 8000		

0000 4#25	0000 4#25	0000 4#25	0000 4#25	0000 4#25	0000 4#25	0000 4#25
0000 4#20	0000 4#20	0000 4#20	0000 4#20	0000 4#20	0000 4#20	0000 4#20

REINFORCEMENT DETAIL FOR BEAM NO. 29

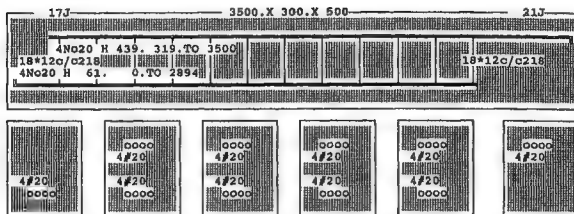
BEAM NO. 29 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	2894.	YES NO
2	419.	4 - 20MM	319.	3500.	NO YES

BEAM NO. 29 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 97.07 KNS Vc= 108.73 KNS Vm= 5.47 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM
 AT END SUPPORT - Vu= 97.07 KNS Vc= 108.73 KNS Vm= 5.47 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM



FOR THE USE OF THE USER, THE SOFTWARE IS PROVIDED AS IS, WITHOUT WARRANTY OF ANY KIND, EXPRESS OR IMPLIED, INCLUDING BUT NOT LIMITED TO THE WARRANTIES OF MERCHANTABILITY, FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE AND NONINFRINGEMENT. IN NO EVENT SHALL THE AUTHOR BE LIABLE FOR ANY CLAIM, DAMAGES OR OTHER LIABILITY, WHETHER IN AN ACTION OF CONTRACT, TORT OR OTHERWISE, ARISING FROM, OUT OF OR IN CONNECTION WITH THE SOFTWARE OR THE USE OR OTHER DEALINGS IN THE SOFTWARE.

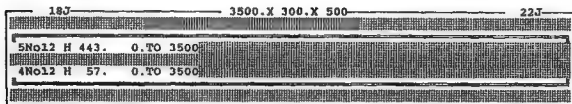
BEAM NO. 30 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

BEAM NO. 30 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 42.90$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - $V_u = 42.90$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.



BEAM NO. 31 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	57.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

BEAM NO. 31 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 42.90$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 42.90$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

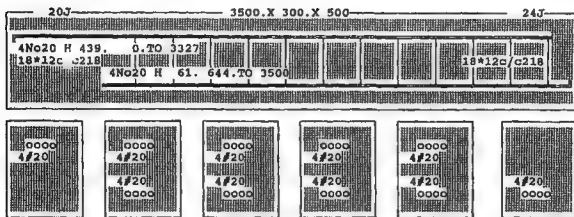
19J	3500.X 300.X 500	23J
4No12 H 443.	0.TO 3500	
5No12 H 57.	0.TO 3500	

0000 4#12 5#12 00000	0000 4#12 5#12 00000	0000 4#12 5#12 00000	0000 4#12 5#12 00000	0000 4#12 5#12 00000	0000 4#12 5#12 00000
-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------	-------------------------------

BEAM NO. 32 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM PY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	644.	3500.	NO YES



REINFORCEMENT AND DETAILING OF BEAM NO. 33 AT SUPPORTS AND JOINTS. THE BEAM IS 1500 MM WIDE AND 300 MM HIGH. THE REINFORCEMENT IS 4 NO. 20 TOP AND 4 NO. 20 BOTTOM. THE DETAILING IS AS SHOWN IN THE FIGURE.

BEAM NO. 33 DESIGN RESULTS - FLEXURE

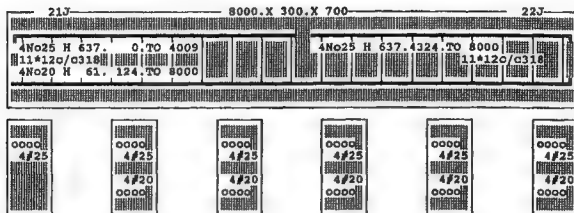
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	124.	8000.	NO YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4009.	YES NO
3	637.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO YES

BEAM NO. 33 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 261.47 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 149.05 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 273.51 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 163.22 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 34 DESIGN RESULTS - FLEXURE

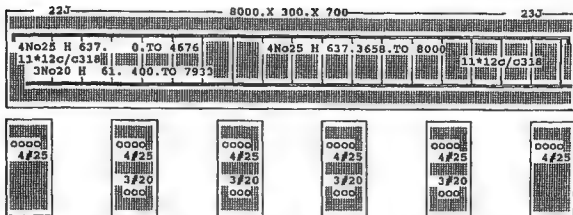
LEN - 8000. MM PY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	61.	3 - 20MM	400.	7933.	NO	NO
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 34 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_m = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 267.49$ KNS $V_c = 158.55$ KNS $V_m = 156.14$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 35 DESIGN RESULTS - FLEXURE

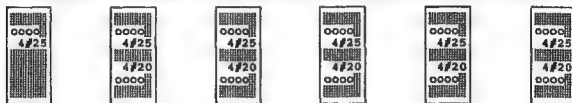
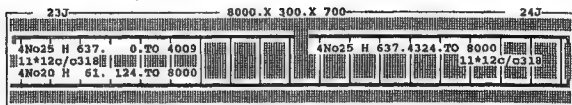
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	61.	4 - 20MM	124.	8000.	NO	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 35 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 273.51 KNS VC= 158.55 KNS Vs= 163.22 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 261.47 KNS VC= 158.55 KNS Vs= 149.05 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM



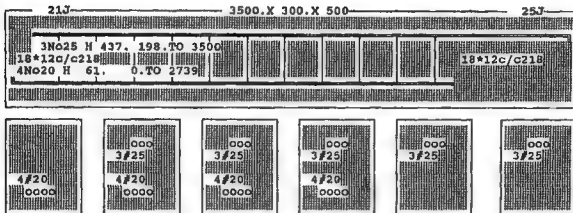
Beam No. 36 Design Results - Flexure

BEAM NO. 36 DESIGN RESULTS - FLEXURE
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	61.	4 - 20MM	0.	2739.	YES NO
2	437.	3 - 25MM	198.	3500.	NO YES

BEAM NO. 36 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 112.54 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 23.66 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 112.54 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 23.66 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM



REINFORCEMENT BAR SIZES AND SPACING ARE GIVEN IN MM UNLESS OTHERWISE SPECIFIED. ALL REINFORCEMENT IS TO BE PROVIDED IN ALL DIRECTIONS. ALL REINFORCEMENT IS TO BE PROVIDED IN ALL DIRECTIONS. ALL REINFORCEMENT IS TO BE PROVIDED IN ALL DIRECTIONS.

BEAM NO. 37 DESIGN RESULTS - FLEXURE

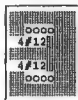
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	END
1	57.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	4 - 12MM	0.	2218.	YES	NO
3	443.	4 - 12MM	1428.	3500.	NO	YES

BEAM NO. 37 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 22.01 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 22.01 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

22J	3500.X 300.X 500	26J
4No12 H 443. 0.TO 2218	4No12 H 443.1428.TO 3500	
4No12 H 57. 0.TO 3500		



=====

BEAM NO. 38 DESIGN RESULTS - FLEXURE

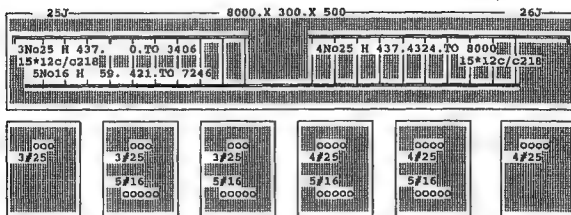
LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500, MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END
1	57.	4 - 12MM	0.	2095.	YES NO
2	57.	4 - 12MM	1551.	3500.	NO YES
3	443.	4 - 12MM	0.	3500.	YES YES

BEAM NO. 38 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 22.01$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

AT END SUPPORT - $V_u = 22.01$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 0.00$ KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.



BEAM NO. 41 DESIGN RESULTS - FLEXURE

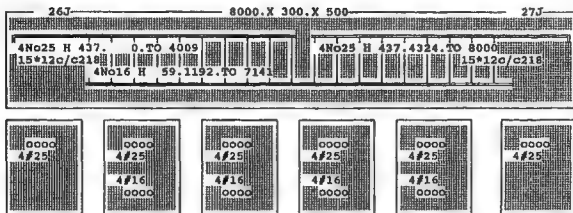
LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	59.	4 - 16MM	1192.	7141.	NO	NO
2	437.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	437.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 41 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 161.95 KNS Vc= 108.73 KNS Vb= 81.80 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 161.95 KNS Vc= 108.73 KNS Vb= 81.80 KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM



BEAM NO. 42 DESIGN RESULTS - FLEXURE

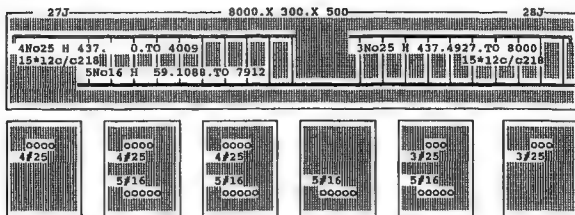
LEN - 8000. MM FY - 415. PC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA END	
1	59.	5 - 16MM	1088.	7912.	NO	NO
2	437.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	437.	3 - 25MM	4927.	8000.	NO	YES

BEAM NO. 42 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - $V_u = 166.54$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 87.19$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - $V_u = 157.37$ KNS $V_c = 108.73$ KNS $V_s = 76.41$ KNS
 PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM



*****END OF BEAM DESIGN*****

107. DESIGN COLUMN 1 2 3 4

C O L U M N N O . 1 D E S I G N R E S U L T S

FY - 415.0 FC - 25.0 MPA, RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 2100.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
20 - 12 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)	1.077	8	STA	0.700

C O L U M N N O . 2 D E S I G N R E S U L T S

FY - 415.0 FC - 25.0 MPA, RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 5494.2 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
12 - 25 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)	2.805	4	END	0.700

C O L U M N N O . 3 D E S I G N R E S U L T S

FY - 415.0 FC - 25.0 MPA, RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 5494.2 SQ. MM

BAR CONFIGURATION	REINF PCT.	LOAD	LOCATION	PHI
12 - 25 MM (PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)	2.805	4	END	0.700

C O L U M N N O . 4 D E S I G N R E S U L T S

FY - 415.0 FC - 25.0 MPA, RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

AREA OF STEEL REQUIRED = 2100.0 SQ. MM

BAR CONFIGURATION REINF PCT. LOAD LOCATION PHI

20 - 12 MM 1.077 7 STA 0.700
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)

*****END OF COLUMN DESIGN RESULTS*****

108. END CONCRETE DESIGN
109. START FOOTING DESIGN

110. TRACK 2
111. UNIT KIP INCHES
112. FY 60 ALL
113. FC 5 ALL
114. UNIT KIP FT
115. BC 8 ALL
116. DESIGN FOOTING 1 2 3 4

FOOTING AT SUPPORT: 1

UNIT : KIP FEET

LOAD :

VERTICAL LOAD = P = 156.6337

MOMENT IN X-DIR. = $H_x \times d + M_s$ = 128.6044

MOMENT IN Z-DIR. = $H_z \times d + M_x$ = 0.0000

DIMENSIONS :

COLUMN SIZE = $c_x \times c_z$ = 0.984 x 2.297

FOOTING AREA REQUIRED = 27.61

SLAB SIZE = $s_1 \times s_2$ = 6.000 x 6.000

DEPTH OF SLAB = s_y = 1.167

EMBEDMENT DEPTH = 0.000

SOIL :

BEARING CAPACITY = 144.000

MAXIMUM BEARING PRESSURE = 7.923

REINFORCEMENT :

BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH

BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT = 9

REINFORCEMENT RATIO (X-DIR) = 0.00409

REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR) = 0.00180

AREA OF STEEL(X-DIR) = 2.72

NO. OF BARS IN X-DIR. = 6

SPACING OF BARS IN X-DIR. = 11.97

AREA OF STEEL(Z-DIR) = 1.20

NO. OF BARS IN Z-DIR. = 6

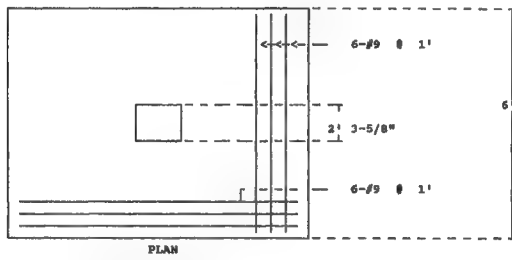
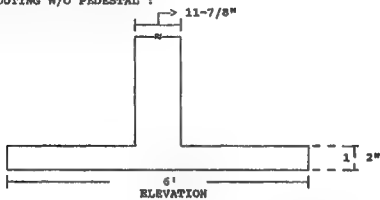
SPACING OF BARS IN Z-DIR. = 11.97

DOWEL REINF. : BAR #5 AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 6 DEV.LENGTH= 11.25

SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

--- PAGE NO. 11

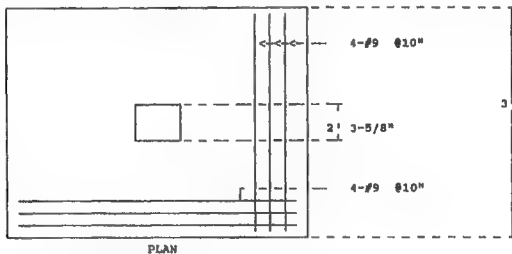
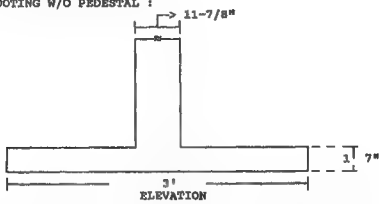
FOOTING W/O PEDESTAL :



**** DESIGN SKETCHES ****

FOOTING AT SUPPORT: 2	
UNIT : KIP	FEET
LOAD	:
	VERTICAL LOAD = P = 915.3573
	MOMENT IN X-DIR. = $H_x \times d + M_x$ = 1.6739
	MOMENT IN Z-DIR. = $H_z \times d + M_z$ = 0.0000
DIMENSIONS	:
	COLUMN SIZE = $C_x \times C_z$ = 0.984 x 2.297
	FOOTING AREA REQUIRED = 8.72
	SLAB SIZE = $s_1 \times s_2$ = 3.000 x 3.000
	DEPTH OF SLAB = s_y = 1.583
	EMBEDMENT DEPTH = 0.000
SOIL	:
	BEARING CAPACITY = 288.000
	MAXIMUM BEARING PRESSURE = 102.078
REINFORCEMENT :	
	BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH
	BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT = 9
	REINFORCEMENT RATIO (X-DIR) = 0.00410
	REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR) = 0.00180
	AREA OF STEEL(X-DIR) = 2.29
	NO. OF BARS IN X-DIR. = 4
	SPACING OF BARS IN X-DIR. = 10.00
	AREA OF STEEL(Z-DIR) = 1.01
	NO. OF BARS IN Z-DIR. = 4
	SPACING OF BARS IN Z-DIR. = 10.00
DOWEL REINF. :	BAR #6 AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 4 DEV.LENGTH= 13.50

FOOTING W/O PEDESTAL :

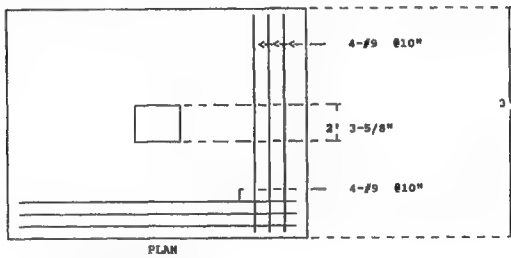
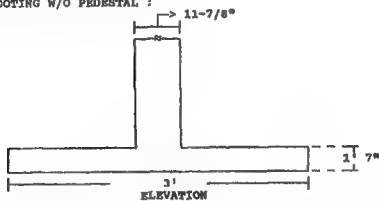


*** DESIGN SKETCHES ***

FOOTING AT SUPPORT: 3

UNIT : KIP	FEET		
LOAD	:	VERTICAL LOAD = P	= 915.3573
		MOMENT IN X-DIR. = $M_x \times d + M_z$	= 1.6739
		MOMENT IN Z-DIR. = $M_z \times d + M_x$	= 0.0000
DIMENSIONS	:	COLUMN SIZE = $c_x \times c_z$	= 0.984 x 2.297
		FOOTING AREA REQUIRED	= 8.72
		SLAB SIZE = $s_1 \times s_2$	= 3.000 x 3.000
		DEPTH OF SLAB = s_y	= 1.583
		EMBEDMENT DEPTH	= 0.000
SOIL	:	BEARING CAPACITY	= 432.000
		MAXIMUM BEARING PRESSURE	= 102.078
REINFORCEMENT :		BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH	
		BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT	= 9
		REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)	= 0.00410
		REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)	= 0.00180
		AREA OF STEEL(X-DIR)	= 2.29
		NO. OF BARS IN X-DIR.	= 4
		SPACING OF BARS IN X-DIR.	= 10.00
		AREA OF STEEL(Z-DIR)	= 1.01
		NO. OF BARS IN Z-DIR.	= 4
		SPACING OF BARS IN Z-DIR.	= 10.00
DOWEL REINF. :		BAR #6 AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 4 DEV.LENGTH= 13.50	

FOOTING W/O PEDESTAL :



**** DESIGN SKETCHES ****

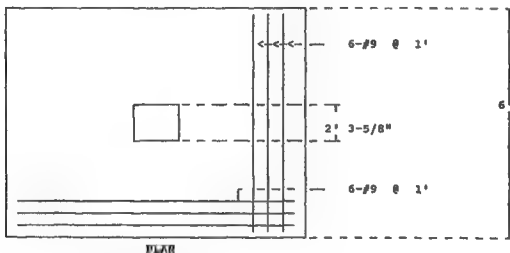
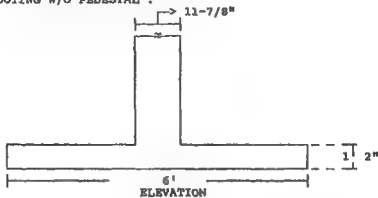
FOOTING AT SUPPORT: 4

UNIT : KIP	FEET		
LOAD	:		
	VERTICAL LOAD = P	=	156.6337
	MOMENT IN X-DIR. = $M_x \times d + M_z$	=	128.6043
	MOMENT IN Z-DIR. = $M_z \times d + M_x$	=	0.0000
DIMENSIONS	:		
	COLUMN SIZE = $c_x \times c_z$	=	0.984 x 2.297
	FOOTING AREA REQUIRED	=	27.61
	SLAB SIZE = $s_1 \times s_2$	=	6.000 x 6.000
	DEPTH OF SLAB = s_y	=	1.167
	EMBEDMENT DEPTH	=	0.000
SOIL	:		
	BEARING CAPACITY	=	576.000
	MAXIMUM BEARING PRESSURE	=	7.923
REINFORCEMENT :			
	BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH		
	BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT	=	9
	REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)	=	0.00409
	REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)	=	0.00180
	AREA OF STEEL(X-DIR)	=	2.72
	NO. OF BARS IN X-DIR.	=	6
	SPACING OF BARS IN X-DIR.	=	11.97
	AREA OF STEEL(Z-DIR)	=	1.20
	NO. OF BARS IN Z-DIR.	=	6
	SPACING OF BARS IN Z-DIR.	=	11.97
DOWEL REINF. :	BAR #5 AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 6 DEV.LENGTH= 11.25		

SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

-- PAGE NO. 55

FOOTING W/O PEDESTAL :



**** DESIGN SKETCHES ****

*****END OF FOOTING DESIGN RESULTS*****

117. END FOOTING DESIGN

118. FINISH

***** END OF STAAD-III *****

**** DATE= AUG 28,1994 TIME= 23:12:51 ****

 * For questions on STAAD-III/ISDS, contact: *
 * RESEARCH ENGINEERS, Inc at *
 * Ph: (714) 974-2500 Fax: (714) 974-4771 *

STRUCTURE DATA

TYPE • PLATE

MLJ = 28

42 • MAT

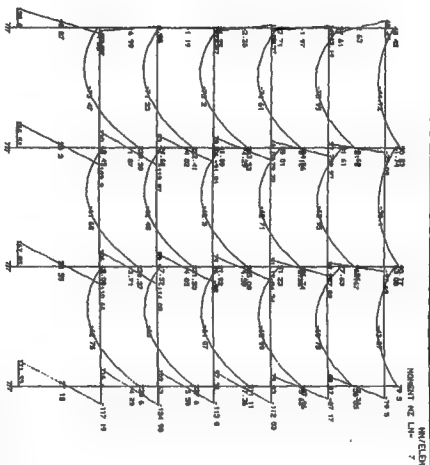
商 標

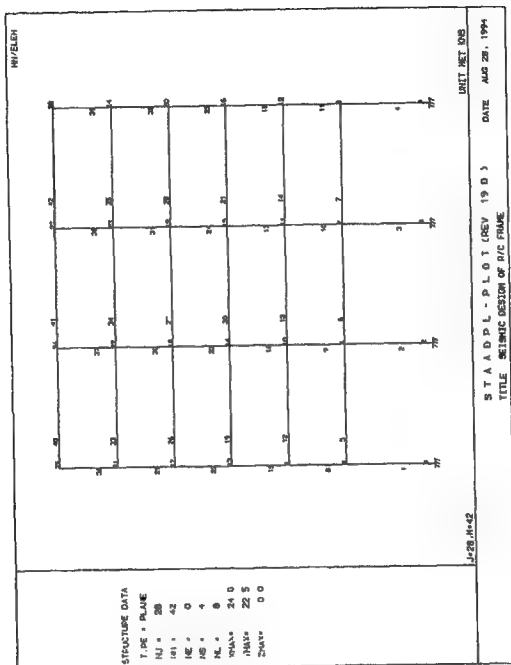
三

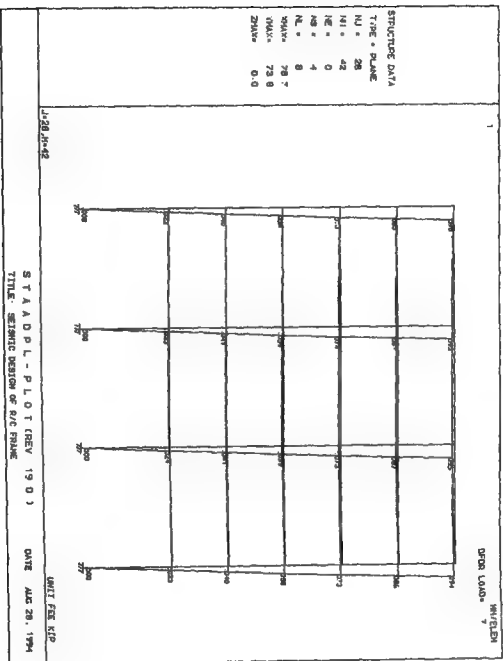
7

79 : 02

VMAX=	73.6
-------	------

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i^2 = 0$$






STRUCTURE DATA

TYPE = PLANE

HJ = 26

LEI = 42

NE = 0

NS = 4

NL = 0

XMAX = 78.7

YMAX = 73.8

ZMAX = 0.0

W/VELEN

FAILURE DIAGRAM

UNIT FEE KIP

STADPL - PLOT (REV 190)

DATE AUG 28, 1994

TITLE SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

J-28.M-42

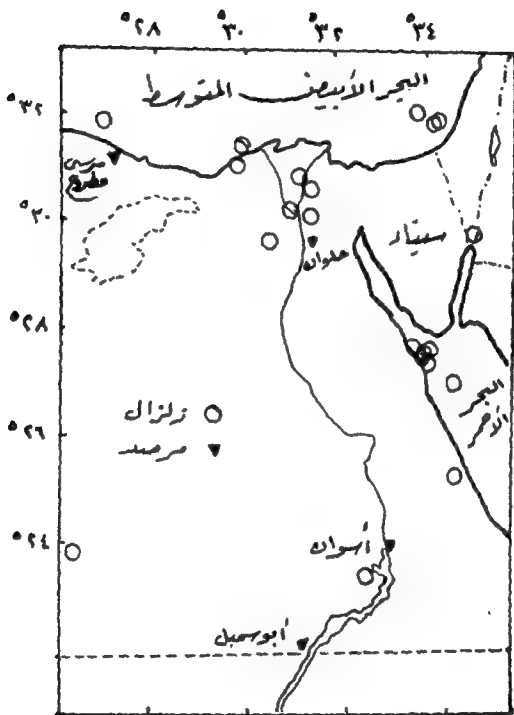


الملاحق

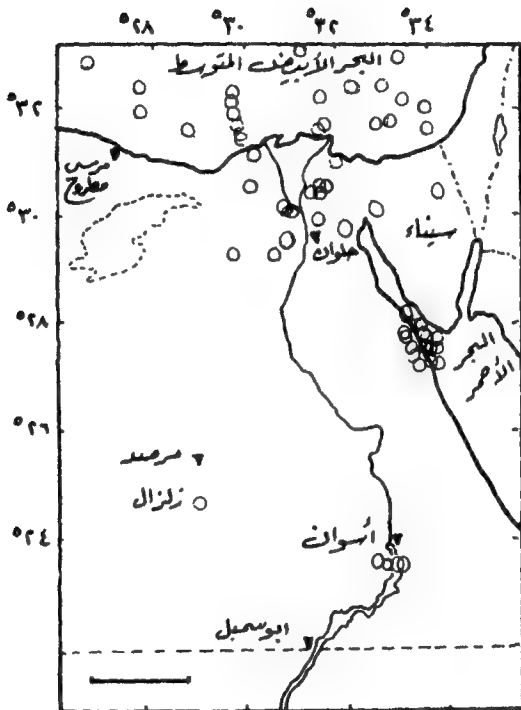




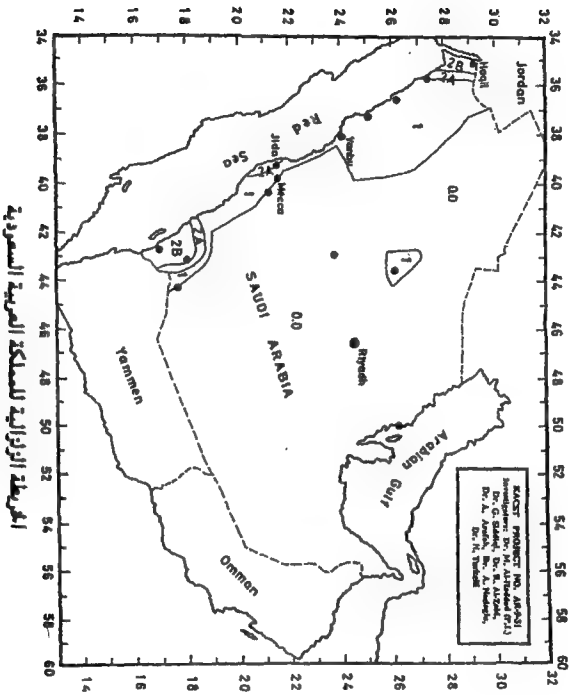
الخريطة الزلزالية لمصر حتى عام ١٩٣٢ م .
 يقع السودان تمثل مناطق تحدث بها زلازل قوية جدا أحيانا
 والمناطق بالنقاط السودان تحدث بها زلازل متكررة وقوية
 والمناطق البيضاء المحددة تحدث بها زلازل نادرا .



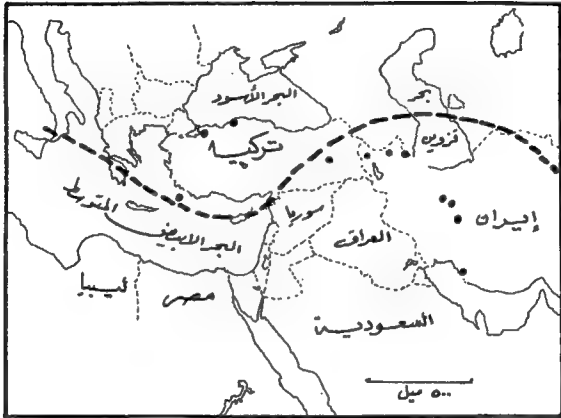
مواقع النقاط السطحية لمراكز الزلازل
للشديدة والمتوسطة بمصر .



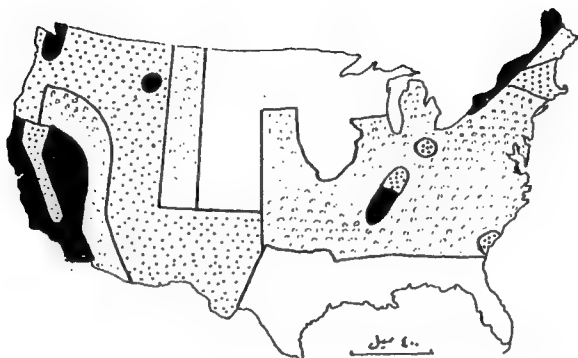
مواقع النقاط السطحية لمراكز الزلازل الضعيفة في مصر



الخريطة الزلزالية للمنطقة العربية السعودية



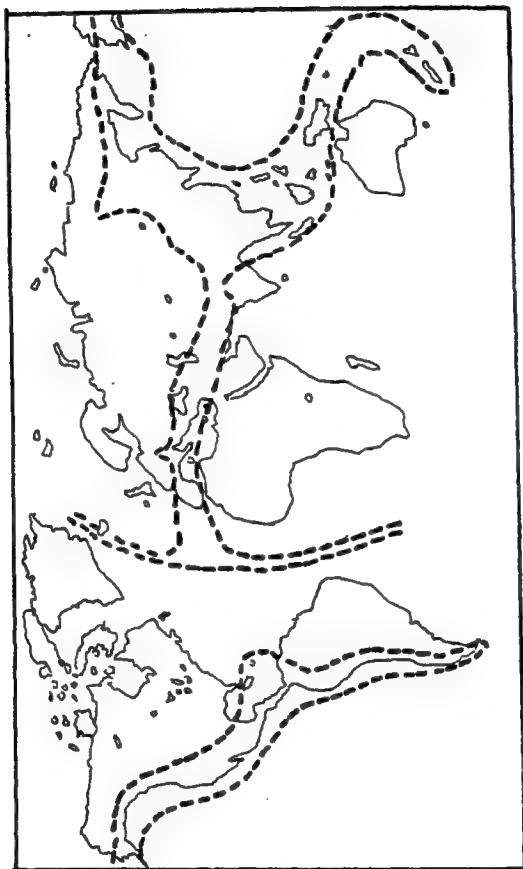
محور الأخطار الزلزالية القصوى لمنطقة شرق البحر
الأبيض المتوسط وإيران (الخط السميك المتقطع) وتبين
النقاط السوداء مواقع الزلازل الشديدة .

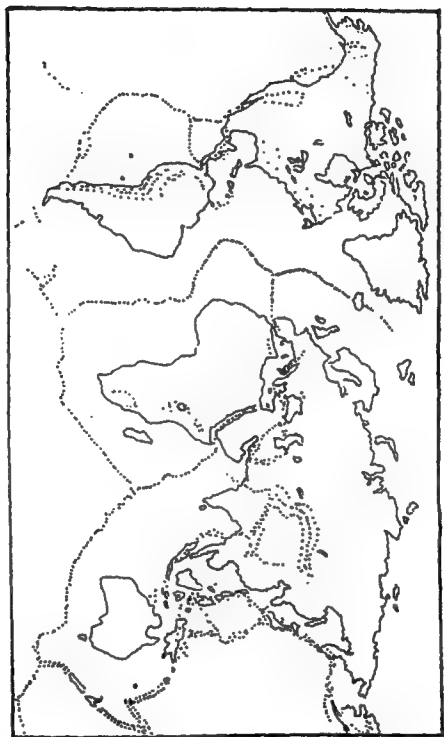


خريطة الأمان الزلزالي للولايات المتحدة الأمريكية للأخذ في الاعتبار عند إقامة المنشآت .

- الأسود - مناطق معرضه لدمار كبير ،
- النقاط السوداء - مناطق عرضه لدمار متوسط ،
- الدوائر البيضاء - مناطق عرضه لدمار بسيط ،
- الأبيض - مناطق آمنة .

أخزمة الزلازل في العالم

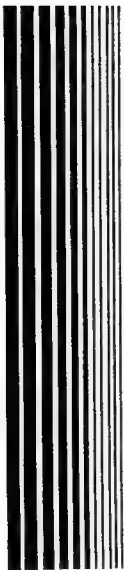




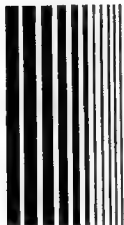
توزيع النشاط الزلزالي بالعالم - تظهر النقاط إلى مواقع الزلازل .

أقوى الزلازل فى العالم

المقدار (ريختر)	البلد	عام
٨,٢٥	زلزال سان فرانسيسكو (الولايات المتحدة الأمريكية)	١٩٠٦
٨,٦	زلزال جبال الأنديز بكولومبيا والاكوانور	١٩٠٦
٨,٤	زلزال فلاديمو بشيلي	١٩٠٦
٨,٤	زلزال تينى شان بالصين	١٩١١
٨,٥	زلزال كان سو بالصين	١٩٢٠
٨,٥	زلزال اليابان	١٩٣٣
٨,٦	زلزال شمال أسام بالهند	١٩٥٠
٨,٩٨,٣	زلزال شيلي	١٩٦٠
٨,٦	زلزال الآسكا	١٩٦٤



المراجع



- الزلازل وتوابعها ، أ.د. محمد الشرقاوى ، مركز الأهرام للترجمة والنشر ، ١٩٩٢ .

- الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة ١٩٨٩ .

- الكود العربى (الاتحاد المهندسين العرب ١٩٧٧ - دمشق) .

- الكود العربى السورى ١٩٩٢ .

- الكود الأمريكى للأحمال

Minimum Design Loads for Buildings (ANSI A 58.1)

Uniform Building Code (U.B.C 1991) الكود الأمريكى

(ACI - 318 - 89) الكود الأمريكى للخرسانة المسلحة

- الكود البريطانى

**British Standard Code of Practice, Code of the Basic Data
for the Design of Buildings (C.P.3).**

- **Analysis and Design of High - Rise Concrete Buildings,**
ACI (SP-97) Jaime Moreno.

- **General Geology, Robert J. Foster.**

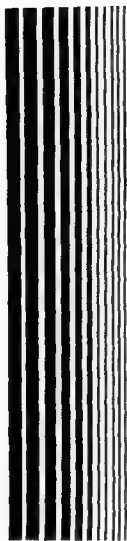
- **Wind Loading on Buildings, ANGUS J. MACDONALD.**

- **Design of Earthquake Resistant Structures, S. V. POLY-
AKOV.**

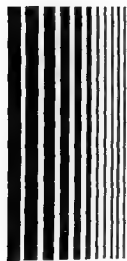
- **Methods of STRUCTURAL ANALYSIS, Negussie Tebedge.**

- **Analysis and Design of Pinned Shear - Walls, D. MAGNUS.**

- **Earthquakes, Bolt, B.A., 1993.**
- **An Introduction to the Theory of Seismology, Bullen, K. E. and B.A. Bolt, 1985.**
- **Theoretical Elasticity, Pearson, C., 1959.**
- **Assessment and Mitigation of Earthquake Risk in the Arab Region, UNESCO for Arab Fund for Economic and Social Development and Islamic Development Bank, 1983.**
- **Structural Analysis, R.C. COATES, M.G. COUTIE and F.K. KONG, 1987.**
- **Reinforced Concrete Designer's Handbook, Charles E. Reynolds and James C. Steedman, 1976.**



الفهرس



الفصل الأول - الأحمال الرأسية على المنشآت الخرسانية : ٥٢-٩

١١ الأحمال حسب الكود المصري الجديد ١٩٨٩ م :

١١ ١-١ تعريف الأحمال

١٢ ٢-١ الأحمال الدائمة

١٢ ٣-١ الأحمال الإضافية (الأحمال الحية)

١٧ ٤-١ الأحمال الإضافية الديناميكية

٢٨ الكود العربي السوري ١٩٩٢ م :

٢٨ ١-٢ الأحمال الإضافية

٣٧ ١-٣-١ تحليل الهياكل الإطارية الخاضعة للأحمال الرأسية

٣٧ الطريقة الأولى

٤٣ الطريقة الثانية

٤٦ الطريقة الثالثة

الفصل الثاني - حركة الرياح وتأثيرها على المنشآت : ٨٦-٥٣

٥٥ ١-٢ معلومات عامة عن الرياح

٥٨	٢-٢ الكتل والجبهات الهوائية
٦١	٣-٢ الرياح وخطوط تساوى الضغط
٦٢	٤-٢ سلم بوفور لوصف الرياح
٦٥	٥-٢ أنظمة الرياح السائدة والأنظمة الخاصة

الفصل الثالث - أحمال الرياح وتأثيرها على المنشآت : ٨٧-١٣٨

٨٩	١-٣ أحمال الرياح فى الكود المصرى الجديد ١٩٨٩م
	٢-٣ أحمال الرياح فى الكود العربى السورى الجديد
٩٣	١٩٩٢م
١٠٤	٣-٣ أحمال الرياح فى الكود العربى
١٠٩	٤-٣ أحمال الرياح فى الكود البريطانى
١١٩	٥-٣ أحمال الرياح فى المواصفات الأمريكية

الفصل الرابع - الزلازل وتأثيرها على المنشآت ١٣٩-١٥٦

١٤١	١-٤ مقدمة
١٤١	٢-٤ العوامل المسببة للهزات الأرضية
١٤٤	٣-٤ أنواع الأمواج الاهتزازية

١٤٧	٤-٤ الدمار الذى تسببه الزلازل
١٥٠	٤-٥ حجم الزلازل
١٥٢	٤-٦ قياس قيمة وشدة الزلازل
١٥٥	٤-٧ العوامل المؤثرة على القوة الناتجة من الزلازل

الفصل الخامس - أحمال الزلازل وتأثيرها على المنشآت : ١٥٧-١٩٨

١٥٩	١-٥ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩
١٦٤	٢-٥ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢
١٧٦	٣-٥ أحمال الزلازل حسب المواصفات الأمريكية

الفصل السادس - النظم الإنشائية للمباني العالية : ١٩٩-٢٢٢

٢٠١	١-٦ الدراسات الأولية
٢٠٦	٢-٦ تصنيف النظم الإنشائية
٢١٩	٣-٦ التواء المركزية فى المباني العالية
٢٢١	٤-٦ نقل الأحمال إلى الأساسات

الفصل السابع - التحليل الإنشائي لهياكل المباني العالية

٢٤٤-٢٢٢ بالطرق التقريبية

٢٢٥ ١-٧ مقدمة

٢٢٨ ٢-٧ توزيع أحمال الرياح على عناصر الهيكل الإنشائي

٢٦٣ ٣-٧ تحليل النظم الإطارية الخاصة للأحمال الأفقية

٤-٧ التحليل الإنشائي لجدران القص الخاصة للأحمال

٢٨٠ الأفقية

٣٣٧ ٥-٧ التحليل الإنشائي للنظم المشتركة

الفصل الثامن - موجز طريقة توزيع العزوم لحساب

٣٨٢-٢٤٥ الإطارات

٣٤٧ ١-٨ مقدمة

٣٤٧ ٢-٨ معامِل الصلابة ومعامِل النقل

٣٥٠ ٣-٨ معامِل التوزيع

٣٥٤ ٤-٨ اصطلاح الإشارة

٣٥٥ ٥-٨ عزوم تثبيت النهاية

٦-٨ عزوم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية العرضية

٣٥٥ للنهايتين

الفصل التاسع - التحليل والتصميم الإنشائي باستخدام

الحاسب الآلي ٣٨٣-٤٤٨

٣٨٥ ١-٩ مقدمة

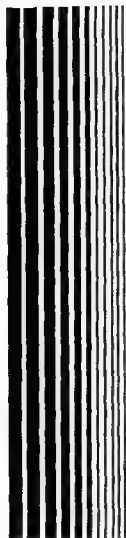
٣٨٦ مثال تم حله باستخدام الحاسب الآلي

٤٤٩ الملاحق

٤٦١ المراجع

٤٦٥ الفهرس

تم بحمد الله



المجموعة في سطور



مجموعة هندسة المستقبل مجموعة من الخبراء المتخصصين فى المجالات الهندسية وخدمات الحاسب الألى وكذلك مجال التدريب وتنمية المهارات الفنية والإدارية .

قسم الخدمات الهندسية :

هذا القسم يختص بعمل التصميمات والإشراف وإدارة المشروعات للمشاريع الهندسية ، وهو يضم نخبة من ذوى الخبرة فى جميع التخصصات المعمارية والإنشائية ، والكهربائية ، والميكانيكية ، والصناعية ، والديكور ، والتصميم الداخلى ، ولدينا خبرة فى المشروعات المتعددة ، منها على سبيل المثال :

المشاريع السكنية : ثلل وعمارات .

مشاريع تجارية : مراكز تجارية وأسواق وقاعات عرض .

مشاريع إدارية : أبراج إدارية ومكاتب .

مشاريع متخصصة : فنادق ، مصانع ، مستشفيات ، بنوك .

مشاريع ترفيهية : حدائق وملاهى .

مشاريع سياحية : قرى سياحية ، مطاعم .

خدمات عامة : مساجد ، محطات وقود .

بالإضافة إلى ما سبق يضم القسم مجموعة من مهندسى الديكور لتصميم الفراغات بكافة أنواع المشاريع - سائلة الذكر - بالإضافة إلى الكتيبات الفنية لمواصفات المشاريع ، والتى يقوم مهندسى القسم بوضعها طبقاً لأحدث المواصفات العالمية ، منها على سبيل المثال :

❧ ACI- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE



مجموعة هندسة المستقبل - القاهرة - تليفاكس : ٣٨٤٠٧١٦

- 📁 UBC - UNIFORM BUILDING CODE .
- 📁 UMC - UNIFORM MECHANICAL CODE .
- 📁 UPC - UNIFORM PLUMBING CODE .
- 📁 UFC - UNIFORM FIRE CODE .
- 📁 NEC - NATIONAL ELECTRIC CODE .
- 📁 NPC - NATIONAL PLUMBING CODE .
- 📁 AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.
- 📁 ASHRAE - AMERICAN SOCIETY FOR HEATING, REFRIGERATING AND AIR CONDITIONING ENGINEERS.
- 📁 ASME - AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS.
- 📁 ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.

كما أن المجموعة تستخدم أحدث إصدارات برامج الحاسب الآلي المتخصصة في المجالات الهندسية ، منها على سبيل المثال :

- 📁 Auto CAD, for Drafting .
- 📁 STAAD - III / ISDS, for Structural analysis and Design.
- 📁 SAP 90, for Structural Analysis.
- 📁 PCA softwares, for Structural Analysis and Design.
- 📁 Primavera, for Project management.
- 📁 G2, for Cost Estimate.

كما تقوم المجموعة بالإشراف على كافة أنواع المشاريع ووضع الجداول الزمنية لتنفيذ المشروعات ومتابعة التنفيذ طبقاً لهذه الجداول لتحقيق الكفاءة القصوى باستغلال الإمكانيات المتاحة لتنفيذ هذه المشروعات فى زمن قياسي وبأقل تكلفة .

بالإضافة إلى مجموعة من المهندسين والفنيين المدربين على استخدام أحدث الأجهزة المساحية والقيام برفع الأراضى والمنشآت القائمة وعمل الميزانيات الطولية والشبكية وإعداد الخرائط الكونتورية .

قسم التطوير :

يقوم هذا القسم بالتعاون مع أساتذة ومدربين متخصصين على أعلى المستويات فى المجالات الفنية والإدارية وخدمات الحاسب الآلى ، ويوجد للمجموعة جدول معلن من بداية العام لتنظيم هذه الدورات ، ولديهم مراكز تدريب مجهزة على أعلى مستوى فى كل من : الهرم ، المعادى ، مدينة نصر .

كما أن المجموعة على استعداد تام لعمل الدورات الخاصة وتجهيز المادة العلمية التى قد تطلب منها .

كما أن المجموعة يمكنها تنظيم دورات خارج الجمهورية إذا طلب منها ذلك
(لمزيد من المعلومات اطلب جدول الدورات الخاص بالمجموعة) .

قسم دراسات الجدوى :

يقوم القسم بإعداد دراسات الجدوى اقتصادياً للمشروعات الاستثمارية (صناعية - تجارية - سياحية - زراعية) ، وذلك باستخدام أحدث نظم الحاسب الآلى المطبقة فى هذا المجال والتى أعدت خصيصاً من قبل المجموعة .



قسم خططات الحاسب الآلى :

وهو قسم متخصص فى تصميم وإعداد وتطوير النظم والبرامج فى المجالات الهندسية والإدارية وذلك من خلال نخبة من المتخصصين فى هذا المجال ، كما يوجد أيضاً مهندسين متخصصين فى الصيانة لمساندة هذا القسم ليكونوا بذلك فريق عمل متكامل فى جميع مجالات الحاسب الآلى .

كما أن المجموعة لديها خبرات فى عملية المسح الضوئى على أحدث مستوى من التقنية المتخصصة فى مسح اللوحات الهندسية ، والتي سبق أن رسمت باليد لاستقبالها على الكمبيوتر وحفظها فى صورة ملفات على أقراص ممغنطة ، والتي من خلالها يستطيع المستخدم أن يسترجعها للتعديل أو إعادة طباعتها بسهولة ويسر . وما ينطبق على اللوحات الهندسية حتى مقاس A0 يمكن تطبيقه على الملفات ؛ حيث تمكن عملية المسح الضوئى من تخزين الملفات والمراسلات الخاصة بالشركات فى صورة ملفات على الكمبيوتر .

قسم البحوث والتطوير :

يقوم القسم بالدراسة والبحث فى جميع مجالات الهندسة والحاسب الآلى ، وذلك من خلال تتبع آخر ما توصلت إليه أحدث أساليب التقنية العالمية وتطبيقها لما يناسب ظروف المنطقة ، ويقوم بإعداد الكتب المتخصصة فى هذه المجالات والقيام بنشرها حرصاً على استفادة المجتمع من هذا المجهود .

ومن هذه الكتب :

- تصميم المنشآت العالية لمقاومة الرياح والزلازل .
- تخطيط وإدارة المشروعات .
- مفكرة المهندس المدنى (جزئين) .



- استخدام الحاسب الآلى فى تصميم المنشآت الخرسانية والحديدية (ثلاثة أجزاء) .

- استخدام الحاسب الآلى فى إدارة المشروعات (جزئين) .

- استخدام الحاسب الآلى فى تقدير التكاليف .

إلى جانب العديد من الموضوعات فى الطريق ، وتتميز جميع هذه المراجع بأنها معدة باللغة العربية ؛ حرصاً على أكبر استفادة ممكنة .

قسم خطابات المهنومات :

يقوم هذا القسم بتقديم المشورة عن أحدث الطباعات من الكتب والمواصفات فى المجالات الهندسية المختلفة ، وهو يصدر نشرة شهرية تقدم الجديد فى مجال الأجهزة والنظم الهندسية وإدارة المشروعات وتقدير التكاليف .

وهو على استعداد للرد على استفسارات المشتركين خلال أسبوع من وصول الاستفسار .

قسم المساندة الفنية :

وهو يضم مجموعة كبيرة من العاملين فى مجال استخدام الحاسب الآلى فى الطباعة وإعداد الرسائل العلمية والمذكرات والكتب ، وهو يقدم هذه الخدمة للمجموعة أو لغير المجموعة . كما يقوم هذا القسم بالتنسيق مع أكبر المطابع ودور النشر والتوزيع لطباعة وتوزيع ونشر الكتب .

قسم الترجمة :

وهو يضم مجموعة كبيرة من خبراء الترجمة العاملين فى كافة المجالات الهندسية والإدارية وخدمات الحاسب الآلى .



رقم الإيداع ٩٤/٨٥٤٨

مطابع الهدى

ت: ٢٨٣٧١٨٦١ / ٢٨٣٦٨٤٩ / ٢٨٤١٩٤٦ - فاكس: ٢٨٣٦٦٣٨

تونس



دار نشر ومطابع حديثة

مكتبة الوقف

٤١ شارع شريف - القاهرة - ص.ب: ١٣٤٧١ القاهرة ١١٥١١
هاتفون: ٣٩٤٤٦٠٦٠ - ٣٩٢٦٦٣٤ - فاكس: ٣٩٢١٩٩٧١

تصميم وإخراج / مصطفى كجوج

الكتاب قد تطور

في الذكرى الثانية لذلك الحضر
١٩٩٢ الذي ألمّ بعصرنا العربي .. قرنا
الاستجابة لتداء زملائنا المهندسين
بالمشاركة في سد النقص الموهرة في
المكتبة العربية في المجالات الهندسية
عامة ليكون كتابنا الأول هو :

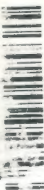
تصميم المنشآت العالية لمقاومة الرياح والزلازل

والذي يتطرق إلى الموصفات التي
تعرضت لأحمال المباني العالية سواء
الرأسية أو الأفقية الناجمة عن الزلازل
والرياح .

آملين من المولى عز وجل أن يوفقنا
لفهمه خير أمثنا .

مجموعة هندسة الاستشعار

0145991



0145991